

UNIVERSITE DE NANCY I

THESE
présentée
pour obtenir le grade de

DOCTEUR INGENIEUR

par

J. BACHACOU et B. LALLEMENT

Ingénieurs Civils des Mines

CONTRIBUTION A L'ETUDE DU COMPORTEMENT DES VOIES
BOULONNEES EN TERRAINS HOUILLERS

soutenue le 18 novembre 1972 devant la Commission d'Examen

SCHWARTZ, Président

CHAMBON

COEUILLET Examineurs

TOURET

UNIVERSITE DE NANCY I

THESE
présentée
pour obtenir le grade de

DOCTEUR INGENIEUR

par

J. BACHACOU et B. LALLEMENT

Ingénieurs Civils des Mines

CONTRIBUTION A L'ETUDE DU COMPORTEMENT DES VOIES
BOULONNEES EN TERRAINS HOUILLERS

Soutenue le 18 novembre 1972 devant la Commission d'Examen

MM. SCHWARTZ, Président
 CHAMBON
 COEUILLET Examineurs
 TOURET



AVANT-PROPOS

Nous exprimons tout d'abord notre reconnaissance à Monsieur CHAMBON, Professeur à l'Institut National Polytechnique de Nancy, Directeur de l'Ecole Nationale Supérieure de la Métallurgie et de l'Industrie des Mines pour l'autorité et la bienveillance avec laquelle il a dirigé ce travail.

Monsieur Bertrand SCHWARTZ, Professeur à l'Université de Paris IX, Conseiller à l'Education permanente au Ministère de l'Education Nationale, nous a fait l'honneur d'accepter la présidence du jury. Il nous est particulièrement agréable de le remercier ici.

Messieurs COEUILLET, Directeur Général Adjoint aux Houillères du Bassin de Lorraine.

TOURET, Maître de conférences à l'Université de Nancy I

nous ont fait l'honneur de participer à notre jury. Qu'ils soient ici très vivement remerciés.

Nous remercions Monsieur DELANNOY, Directeur du CERCHAR qui, en nous faisant bénéficier d'une bourse de thèse, nous a permis de mener à bien ce travail.

Nous remercions Messieurs les Directeurs et Ingénieurs des Houillères du Bassin du Nord et du Pas-de-Calais et des Houillères du Bassin de Lorraine, qui ont contribué à la réalisation des campagnes de mesures. Tous les essais ont bénéficié de l'aide financière de la Communauté Economique Européenne (CECA).

Nous exprimons spécialement notre gratitude aux Ingénieurs des Services Essais des deux Bassins qui nous ont apporté leur appui et manifesté leur intérêt dans le déroulement des campagnes et aux Ingénieurs des Sièges d'Exploitation qui ont facilité leur réalisation.

Nous remercions aussi tous les membres anciens et actuels du "Laboratoire de Mécanique des Terrains" et tous les Ingénieurs du CERCHAR, pour l'aide que nous avons trouvée dans leurs travaux.

Nous remercions particulièrement Messieurs WILKOWSKI et VALERI, Agents Techniques aux HBNPC et aux HBL, qui avec compétence et dévouement ont assuré la conduite et le dépouillement des mesures au fond.

Nous remercions enfin Madame BLAISE qui a assuré la frappe de notre thèse et Madame MAURICE qui en a dessiné les figures.

CONTRIBUTION A L'ETUDE DU
COMPORTEMENT DES
VOIES DE TAILLE BOULONNEES



Digitized by the Internet Archive
in 2026

https://archive.org/details/IA41551928_0002

TABLE DES MATIERES

PREMIERE PARTIE :	BIBLIOGRAPHIE	page 1
I	- HISTORIQUE	page 3
I.1	- LES ORIGINES	page 3
I.2	- LE DEVELOPPEMENT DU BOULON A ANCRAGE PONCTUEL	page 4
I.3	- LE BOULONNAGE A ANCRAGE PONCTUEL EN FRANCE	page 5
I.4	- LE BOULONNAGE A ANCRAGE REPARTI	page 7
II	- TECHNOLOGIE	page 11
II.1	- BOULONS A ANCRAGE PONCTUEL	page 11
II.2	- BOULONS A ANCRAGE REPARTI	page 14
III	- ESSAIS DE BOULONS	page 20
III.1	- BOULONS A ANCRAGE PONCTUEL	page 20
III.2	- BOULONS A LA RESINE	page 22
IV	- MESURES IN SITU	page 28
IV.1	- MESURES SUR LE BOULON	page 28
IV.2	- MESURES DU COMPORTEMENT DES TERRAINS BOULONNES	page 31
V	- LA RECHERCHE	page 35
V.1	- LA RECHERCHE IN SITU	page 35
a)	Méthode d'observation	page 35
b)	Comparaison analytique	page 37
c)	Comparaison statistique	page 38
V.2	- LA RECHERCHE AU JOUR	page 40
a)	Les maquettes de poutres	page 42
b)	Théories fondées sur le calcul des contraintes dans le toit	page 50
c)	Théories fondées sur le calcul des voûtes d'éboulement ..	page 52

DEUXIEME PARTIE : MESURES ET METHODES page 64

I - INTRODUCTION page 65

I.1 - OBJECTIFS page 66

I.2 - APPORT DE LA BIBLIOGRAPHIE page 69

I.3 - ORIENTATION DES RECHERCHES : CHOIX DE MESURES ET DE
METHODES page 75

II - MESURES page 79

II.1 - EXTERNES page 81
. convergences, déformée et dilatation du toit

II.2 - INTERNES page 83
. expansion, capsules manométriques, fracturation
. endoscope

II.3 - SUR LE BOULON page 89
. métalloradar, allongement (boulon à câble)
. extensométrie

III - APPLICATION DE LA METHODE D'ANALYSE page 96

III.1 - CAMPAGNE LAZARE 161 - H.B.N.P.C. page 96

III.2 - CAMPAGNE VEINE 3 - WENDEL page 102

TROISIEME PARTIE : LES RESULTATS page 107

I - OU BOULONNER ? page 112

I.1 - FACTEURS D'EXPLOITATION page 114

I.2 - FACTEURS NATURELS page 119

I.3 - CONCLUSIONS page 123

II - COMMENT BOULONNER ? page 125

II.1 - OBJECTIF page 125

II.2 - EXEMPLES page 128

a) La Houve - H.B.L. page 128

b) Beaumont 500 - H.B.N.P.C. page 137

II.3 - RESULTATS page 145

<u>III - COMMENT CONTROLER ?</u>	page 152
III.1 - EVOLUTION DU CONTROLE DANS LES HOUILLERES	page 154
III.2 - ANALYSE DES INCIDENTS	page 157
a) Contrôle de l'expansion	page 157
b) Contrôle des fluages	page 163
c) Autres moyens de prévision	page 165
d) Incident au passage de taille	page 166
e) Conclusions	page 167
III.3 - COMPORTEMENT DU BOULON	page 169
III.4 - COMPORTEMENT DES TERRAINS	page 174
a) La poutre du toit	page 174
b) Les mécanismes de rupture	page 179
c) L'équilibre du toit après rupture	page 183
d) Les éboulements au creusement	page 185
e) Le passage de la taille	page 189
III.5 - CONCLUSIONS	page 195
<u>IV - CONCLUSIONS</u>	page 199

PREMIERE PARTIE

BIBLIOGRAPHIE

<u>I - HISTORIQUE</u>		page 3
I.1 - LES ORIGINES		
I.2 - LE DEVELOPPEMENT DU BOULON A ANCRAGE PONCTUEL		
I.3 - LE BOULONNAGE A ANCRAGE PONCTUEL EN FRANCE		
I.4 - LE BOULONNAGE A ANCRAGE REPARTI		
 <u>II - TECHNOLOGIE</u>		page 11
II.1 - BOULONS A ANCRAGE PONCTUEL		
II.2 - BOULONS A ANCRAGE REPARTI		
 <u>III - ESSAIS DE BOULONS</u>		page 20
III.1 - BOULONS A ANCRAGE PONCTUEL		
III.2 - BOULONS A LA RESINE		
 <u>IV - MESURES IN SITU</u>		page 28
IV.1 - MESURES SUR LE BOULON		
IV.2 - MESURES DU COMPORTEMENT DES TERRAINS BOULONNES		
 <u>V - LA RECHERCHE</u>		page 35
V.1 - LA RECHERCHE IN SITU		page 35
a) Méthode d'observation		
b) Comparaison analytique		
c) Comparaison statistique		

V.2 - LA RECHERCHE AU JOUR page 40

a) Maquettes de poutres

b) Maquettes de voûtes

c) Modèles théoriques

BIBLIOGRAPHIE

1. TINCELIN E., SINOUE P. & LEONET O. - Le soutènement suspendu ou boulonnage - R.I.M., 15 avril 1961.
2. SEN G.C., - Historical Development of Strata Bolting - Mining Magazine, janvier 1959.
3. THOMAS E. - Roof bolting in the United States Bureau of Mines - Information circular 7583, septembre 1950.
4. WRIGHT - Roof Bolting - Colliery Guardian, 4 et 11 février 1954.
5. BROWN A. - Boulonnage du toit dans les houillères canadiennes - The Canadian Mining and Metall. Bulletin, n° 500, décembre 1953.
6. Commission "soutènement et pressions de terrains" - 22 octobre 1957 (annexes).
7. BILLET M. - Essais de boulonnage au groupe de Petite Rosselle - octobre 1952.
8. ELLIE G. - Creusement des galeries au rocher en grande section - Publications techniques des charbonnages de France, n° 4, 1966.
9. SABLONNIERES M. - Les expériences de boulonnage du toit - Documents techniques des charbonnages, n° 2, 1958.
10. Notes des groupes de Lens et Valenciennes, et du S.O.M. des HBNPC.
11. AUSTIN C.C., TROFTEN E. - "Roof Sewing" - Engineering and Mining Journal - septembre 1953.
12. LEAN Mac - Use of resins in mine roof support - Mining Engineering - janvier 1964.
13. SCHUERMANN F. - Die Weiterentwicklung des klebankers - Gesellschaft Deutscher Metallhütten und Bergleute - octobre 1968.
14. TINCELIN, SINOUE, LEONET - Soutènement suspendu par tiges d'acier scellées au ciment ou à la résine polyester dans les Mines de fer de Lorraine. RIM - juillet 1965.

15. TINCELIN E., - Conseils en matière de boulonnage -
Ecole Nationale Supérieure des Mines de Paris, mars 1970.
16. SINGHAL R.K. - Rock bolting - Colliery Guardian, 20 janvier 1967.
17. VAN DUYSE H. - Renforcement des roches par boulons d'ancrage
collants "Klebanker" - INICHAR - FOL n° 1374, 1963.
18. TINCELIN E., SINOUE P., LEONET O. & PRIOUX G. - Essais systématiques
du scellement à la résine polyester - Bulletin technique de la
Chambre Syndicale des Mines de Fer de France, n° 93 (4ème trimestre
1968).
19. LEGMAN L. - Boulonnage à la résine - Travail et maîtrise,
décembre 1967.
20. KELLY L.W. - Successful use of wooden roof bolts in Stony Point
of Mines - Bureau of Mines, I.C. 7637 (juin 1952).
21. LIDDLE T.J. & TISDALE J.E. - Experience with resin-capsule roof
bolt anchors - Mining Congress Journal, octobre 1968.
22. CHOI D.S. & STEFANKO R. - Designing a rock bolting system -
Rapport de recherche à la Pennsylvania State University, mai 1969.
23. PEARSON G.H. & SMITH R.J. - Some investigations into the tensional
behaviour and influence of bolting reinforcements in Mine Road
ways - The Mining Engineer, septembre 1964.
24. B.O.M. and Goodyear - New bearing plate shows roof bolt tension -
Coal Age, juin 1955.
25. LIDDLE T.J. & TISDALE J.E. - Experience with resin capsule roof
bolt anchors - Mining Congress Journal, octobre 1968.
26. RAJU N.M. & SINGH B. - Roof bolting investigations in Indian Mines.
27. CRUZ R. & STEFANKO R. - Roof bolt load and differential sag
measurements - Coal Research Board of the Commonwealth of
Pennsylvania state University - Special Report n° 53,
3 septembre 1965.
28. GARDNER R.A. - How visual Tension indicators improve roof support
with bolts
coal Age, septembre 1958
29. MINTSCHER W. - Tensometrische Messungen am Ankerausbau - Belgrade.
30. STEFANKO R. - New look at long term anchorage key to roof bolt
efficiency.
The Pennsylvania state University.

31. BARRY J. - PANECK L.A. - CORMICK J. - Use of Torque Wrench to determine load in roof bolts.
U.S. B.O.M. - R.I. n° 4967, 1953.
32. OSEN L. - PARSONS E.W. - Yield and ultimate strengths of rock bolts under combined loading.
U.S. B.O.M. - R.I. n° 6842, 1966.
33. THOMAS E. - Suggestion for inspection of roof bolt installation.
U.S. B.O.M. - Information circular 7621.
34. KRONER R. - Der Drehmomentschlüssel beim Ankerausbau im Bergbau Rundschau, novembre 1955, PP. 597-602.
35. STEFANKO R. - de la CRUZ R. - Mechanism of load loss in roof bolts 6th. symposium on rock mechanic.
36. RAJU N.M. - SINGH B. - Roof bolting investigations in indian Mines. Journal of Mines, Metals and Fuels - Calcutta, mai 1967, PP. 129-138.
37. TINCELIN E. - SINOUE P. - Comportement d'un toit délicat suivant les modes de tir et de soutènement.
Bulletin technique des Mines de fer, n° 70, p.1-34.
38. PANECK L.A. - Theory of Model testing as applied to roof bolting.
U.S. B.O.M. - R.I. 5154, mars 1956
39. PANECK L.A. - Design of Bolting systems to reinforce bedded mine roof
U.S. B.O.M. R.I. 5155, mars 1956.
40. PANECK L.A. - Principles of reinforcing bedded Mine roof with bolts
U.S. B.O.M. - R.I. 5156.
41. PANECK L.A. - The combined effects of friction and suspension in bolting bedded mine roof.
U.S. B.O.M. - R.I. 6139, 1962.
42. NIVEN M.C. - EWOLDSEN H.M. - Rockbolting of tunnels for structural support ; part I and part II.
Internationnal Journal of Rock Machanic - vol. 6.
43. SCHWARTZ B. - Deformations des roches autour des excavations
These, Nancy
44. CHAMBON C. - RAFFOUX J.F. - Méthode de mesure pour étudier les déformations des terrains aux alentours d'une voie de taille et pour contrôler l'efficacité d'un boulonnage à la résine.
R.I.M., vol. 49, n° 4, avril 1967.

45. GEORGEL P. - RAFFOUX J.F. - Une expérience de boulonnage intégral dans une voie de taille chassante.
Publication CERCHAR, n° 1828.
46. KOLAR J. - Thèse de Docteur Ingénieur - Ostrava
août 1968.
47. SCHWARTZ B. - Etude des mouvements des épontes dans les exploitations minières -
R.I.M., vol. 42, n° 5 et 6 de mai-juin 1960, pp. 3 à 16.
48. VALERI - Undispositif de mesure des terrains -
Travail et maîtrise - avril 1968.
49. SCHWARTZ B., CHAMBON C., DECOMPS J., VIALLET F. -
Prévision des convergences dans les voies influencées par les tailles qu'elles desservent
R.I.M. - septembre 1962.
50. CHAMBON C. - Périodicité des convergences le long des voies influencées par la taille qu'elles desservent.
R.I.M., décembre 1966.
51. RICHTER - Questions théoriques et pratiques du boulonnage du toit - Freiburger Forschungshefte, novembre 1964.
52. SEN - Les échecs du boulonnage du toit et leur prévention - Mining Magazine, mai 1959.
53. HUGON et COSTES - Le boulonnage des roches en souterrain.
1959.
54. GOCMAN - Le boulonnage, son emploi, son calcul.
Przeglad Gorniczi, septembre 1961.
55. EVANS - Roof bloting and the stabilization of natural arches on roadways. Colliery engineering, 1958.
56. DEJEAN M., MARTIN F., RAFFOUX J.F., - Déformations des galeries au rocher sous l'influence d'une exploitation.
Communication au Congrès de Belgrade (1970) de la Société Internationale de Mécanique des Roches.
57. RAFFOUX J.F. - Expansion et stratigraphie dans les voies au charbon boulonnées. Communication pour la XIe rencontre internationale de Leipzig, 1969.

58. DEJEAN M. - Analyse des mesures d'expansion et de fluage faites dans 40 voies boulonnées des HENFC entre Janvier 1968 et Juillet 1971.
59. SELDENRATH et GRAMBERG. - Etude des phénomènes de rupture aux alentours d'une voie de taille. 1968.
Ecole technique supérieure de DELFT. Laboratoire d'études minières.
60. RAFFOUX J.F. - Etude des déformations des terrains dans les voies soumises à l'influence de la première taille qu'elles desservent.
Thèse de Docteur-Ingénieur. Nancy Octobre 1967.
61. PITSILIS J. - Etude du comportement du toit de la taille en veine Schwalbach - R.I.M., Juillet 1970.
62. SCHWARTZ B., CHAMBON C., DECOMPS J., VIALLET F., - Prévision des convergences dans les voies influencées par les tailles qu'elles desservent - R.I.M., Septembre 1962
Volume 44 - n° 9.

I HISTORIQUE

I.1 - LES ORIGINES

Bien que ses origines demeurent obscures, le principe du boulonnage fut appliqué très tôt, sous des formes diverses.

Ainsi "les Baïgas, tribu primitive de l'Inde, conservent la vieille et singulière coutume de planter des clous dans le sol, après un tremblement de terre, afin de le raffermir" - rapporte le Collier's de New York.

Dans le domaine minier, les Ardoisières d'Angers portent encore la marque des plus anciens exemples connus : on peut y voir des broches ancrées il y a plusieurs siècles pour renforcer puits et chambres d'exploitation (1). Au pays de Galles, c'est en 1872 que les Ardoisières de Blaenau Ffestiniog commencent à utiliser les boulons pour tenir des surplombs.

Il faut attendre 1907 pour voir apparaître le boulonnage systématique du toit, à la St Joseph Lead Co., dans le Missouri. Il s'agit là d'ancrage réparti, obtenu par un procédé original : on introduit dans le trou des sacs remplis de ciment, à travers lesquels on enfonce la broche d'acier (2).

Dans les mines de charbon, la première publication sur ce sujet date de 1918. Elle relate un essai effectué en Silésie pour suspendre un mince banc de schiste au solide banc de grès susjacent. L'ancrage ponctuel est réalisé par un dispositif mécanique à expansion. Ces essais, interrompus par la guerre, ne seront pas repris.

Par la suite, la pratique du boulonnage connaît un développement très restreint, essentiellement limité aux U.S.A. Ailleurs, seuls quelques essais sont réalisés, sans grand succès. En Grande Bretagne, plusieurs tentatives sont faites de 1942 à 1949.

I.2 - DEVELOPPEMENT DU BOULON A ANCRAGE PONCTUEL

C'est aux U.S.A. que le boulonnage prit son essor. En 1947, l'US Bureau of Mines s'intéressa à ce type de soutènement dans le but de réduire la fréquence des accidents par chutes de toit. Il en recommanda l'usage dans les mines de charbon. et, en moins de 2 ans, le boulonnage était définitivement adopté par l'industrie minière des U.S.A. (3) (4).

Son extension rapide conduisit le Bureau of Mines à énoncer dès 1950 un certain nombre de règles : schémas de pose, contrôle de la tension des boulons

Dans les dix dernières années, plus de la moitié du charbon produit par les U.S.A. a été extraite sous toit boulonné.

Cette généralisation a bénéficié de conditions de terrain très favorables (plateaux à moins de 150 m de profondeur), qui expliquent le succès du boulon à ancrage ponctuel, de faible longueur (1,20 m) (5). De plus, la méthode d'exploitation par chambres et piliers, très répandue aux U.S.A., se prête bien à un emploi massif du boulonnage.

A la suite de ces résultats spectaculaires, la technique se répandit dans le monde entier, où elle dut s'adapter à des situations souvent plus difficiles.

Le Canada l'expérimenta de 1951 à 1953 dans des terrains houillers fragiles en profondeur moyenne, où elle apporta un progrès considérable ; la Grande Bretagne reprit ses essais en 1952 et envisagea de boulonner ses voies sur une grande échelle.

Dès lors, un grand nombre de publications témoignent des progrès du boulonnage, dans les houillères et mines métalliques : URSS, Europe de l'Est, Afrique du Sud, Australie, Inde, etc...

I.3 - LE BOULONNAGE A ANCRAGE PONCTUEL EN FRANCE

Le boulonnage fut introduit en 1948 dans les mines de fer de Lorraine où il se développa rapidement jusqu'à se substituer totalement à toute autre forme de soutènement. En 1960, plus de 4 millions de boulons à ancrage ponctuel y étaient posés. (1).

Dans les Mines Domaniales de Potasse d'Alsace, le soutènement suspendu se généralisa sans difficultés dans les traçages, utilisant 180.000 boulons en 1960.

La même année, les Houillères ne consommaient que 90.000 boulons, pour la plupart destinés à des travaux de renforcement ou de soutènement provisoire. Pourtant, les tentatives n'avaient pas manqué de faire du boulonnage le soutènement principal des voies.

La plupart des bassins ont connu ces essais, souvent isolés et sans extension: Aquitaine (1956), Blanzey (1957). Dans les Cévennes, des résultats plus encourageants ont fait poser près de 40.000 boulons entre 1953 et 1957 (6).

Les H.B.L. expérimentèrent en 1951 cette technique, surtout en dressants. Le boulonnage en voie fut considéré comme un auxiliaire très précieux du soutènement classique, et fut principalement utilisé à ce titre par la suite (7). Cependant, vers 1962, le soutènement suspendu par boulon ponctuel était pratiquement abandonné. Diverses raisons justifiaient cet abandon : la mise en place délicate du boulon ponctuel, le manque de moyens de contrôle, enfin le caractère souvent inexplicable des incidents (8).

Dans les H.B.N.P.C. les premiers essais furent réalisés en 1950, à la suite desquels le boulonnage à fente et coin connut un développement important dans le groupe de Valenciennes, où l'on boulonna 10 km de voies de 1953 à 1958 (9), (10).

Au groupe de Lens, des résultats infructueux en 1950 avaient conduit à un emploi limité et épisodique du boulonnage. En 1956, des objectifs économiques et les avantages des voies trapézoïdales firent décider son application dans les voies en direction à exploitation rabattante. Les principes furent admis de le garnir de billes métalliques, de le compléter à la pose par un soutènement léger, enfin de contrôler le toit par l'examen des convergences. En 3 ans, le groupe boulonna 4,5 km de voies, avec des résultats très intéressants.

On se rendit compte cependant des limites étroites du boulonnage ponctuel, et l'on contesta sa rentabilité finale. Le boulonnage fut alors abandonné de nouveau. Seul un siège de Lens reprit ces essais d'une manière industrielle, vers 1963, jusqu'à boulonner 60 % de ses voies d'exploitation.

Dans l'ensemble, les essais effectués de 1950 à 1963 dans les Houillères ont donné lieu à peu de réussites, et seulement en très bon terrain. La diversité des résultats obtenus tient sans doute à l'insuffisance de la préparation et des études de mouvements de terrains, au manque de contrôle, et, surtout, aux possibilités limitées de l'ancrage ponctuel dans les conditions des terrains houillers. L'ampleur des déformations y provoquait fréquemment des ruptures du boulon, ou le glissement de l'ancrage. De plus, dans des roches fragiles, la mise en serrage du boulon endommageait le banc superficiel. De sérieux incidents survenus dans la tenue des voies boulonnées, imprévisibles et même difficiles à expliquer, ont été la cause principale d'un abandon quasi général du boulonnage ponctuel.

L'apparition de boulons à ancrage réparti, à la résine, allait modifier ces données et permettre un renouveau de la technique du boulonnage. Les principales préoccupations qui ont motivé la reprise des essais, étaient de trouver un soutènement moins cher que le cadre TH, de mieux contrôler la déformation des voies, et surtout de réaliser des voies larges trapézoïdales permettant la suppression des niches et la mécanisation des extrémités de taille.

I.4 - LE BOULONNAGE A ANCRAGE REPARTI

La possibilité de réaliser un ancrage réparti à l'aide de béton est connue depuis longtemps.

En 1946, la "couture du toit" est réalisée sous une forme intensive à la mine de Sulitjelwa en Norvège. Il s'agit de cables ancrés sur toute leur longueur par injection de béton. La méthode donnera entière satisfaction (11).

On voit apparaître un peu partout divers matériels et techniques permettant de bétonner ainsi des broches, ou parfois des boulons ponctuels. Ils répondent à un réel besoin face aux terrains friables ou soumis à de fortes pressions dans lesquels les boulons à ancrage ponctuel perdent leur efficacité. Dans ce cas, seul l'ancrage réparti permet de solidariser le boulon au terrain.

Mais la lenteur du durcissement du béton, les difficultés liées à la mise en oeuvre et à l'entretien délicat du matériel nécessaire, enfin le prix de revient en freinent l'extension.

Les Mines de fer de Lorraine commencent en 1961 à utiliser systématiquement ces techniques dans des quartiers au toit très fissuré (1). Expérimentées en 1965 par les H.B.L., elles s'y avèrent longues et couteuses (8).

A la même époque, apparaît en France le boulon à la résine. Par sa supériorité technique et sa rentabilité, il supplante immédiatement les boulons au béton.

C'est en 1956, aux U.S.A., que l'on fit appel à la résine synthétique pour consolider les terrains (12). Il s'agissait d'une injection directe de la résine, destinée à colmater toutes les fissures.

De 1957 à 1959, les essais montrèrent son efficacité à renforcer des terrains déjà fissurés, mais son inadaptation à remplacer le boulonnage à front. On procéda alors à des injections limitées dans des trous armés de broches d'acier, dont tout l'intérêt fut prouvé par des essais comparatifs en 1961. Le boulon à la résine, à ancrage réparti, était né. Quelques années plus tard, compétitif vis-à-vis du boulon bétonné, il était conseillé comme le moyen le moins cher de réaliser un soutènement définitif. Son extension aux U.S.A. reste aujourd'hui limitée puisque le boulon à ancrage ponctuel donne satisfaction dans plus de 90 % des terrains rencontrés.

L'apparition en Europe de la résine a fait suite à d'actives recherches menées en R.F.A. Après 1 an d'essais sur banc, les premiers "Klebanker" ou "boulons collants" étaient posés au fond en 1959 (13). L'extrémité filetée de ce boulon est ancrée au fond du trou par la résine contenue dans une cartouche. De 1961 à 1968, 500.000 "boulons collants" ont été posés en R.F.A. et un plus grand nombre aux U.S.A., en Australie, en Belgique ... Il ne fut pas utilisé en France, pour son prix de revient trop élevé.

Le "Klebanker" n'est pas un boulon à ancrage réparti, mais il révéla la possibilité d'obtenir facilement un ancrage efficace par résine.

Pour éviter les inconvénients présentés par le béton, on pensa, aux Mines de fer de Lorraine, utiliser une matière plastique pour réaliser des ancrages répartis. Les Charbonnages de France se chargèrent alors de mettre au point une résine polyester de prix abordable.

Les Mines de fer commencèrent leurs essais en 1965. Deux ans après, la technique et le matériel ayant été mis au point, le boulonnage à la résine était pratiqué industriellement. Il devait se substituer bien entendu au boulonnage bétonné, mais aussi dans certains cas au boulonnage ponctuel, puisqu'il s'avérait plus efficace pour un coût analogue. Sur 3.500.000 boulons posés en 1969, 450.000 sont à la résine (15).

Dans les H.B.N.P.C., l'ancrage à la résine apparut en 1964-1965 au groupe de Lens : utilisé dans la confection de "visières" en bowette, il attira l'attention par l'amélioration spectaculaire obtenue.

A partir de 1965, plusieurs sièges du groupe boulonnent ainsi des voies de taille avec succès : voies peu larges (2,50 m) renforcées par étançons au passage taille puis abandonnées. Le groupe d'Hénin Liétard expérimente en 1966 le "cadrancré", où le boulonnage est complété par un léger soutènement porteur, et dont la mise au point se poursuivra au cours des années suivantes. Peu après, s'y développe rapidement, tel qu'à Lens, le boulonnage comme soutènement exclusif de la voie. Tous ces chantiers sont contrôlés par mesure des déformations. Stimulée par un programme d'expérimentation important, la pratique du boulonnage se généralise très vite dans certains sièges, mais son extension à d'autres sièges ou groupes se fait plus lentement.

De 1966 à 1968, la longueur des voies au charbon boulonnées à la résine passe de 2,5 à plus de 18 km. C'est là un progrès rapide, mais il faut noter que la bassin creuse à la même époque plus de 500 km de voies et montages par an.

Du fait de la multiplicité des chantiers, les problèmes de sécurité se posent dès lors avec plus d'acuité. La difficulté de contrôler correctement un grand nombre de voies, l'extension du boulonnage à des terrains médiocres, enfin divers éboulements survenus dans le bassin rendent souhaitable un renforcement systématique du soutènement en voie boulonnée. La solution de type cadrancré, après des essais concluants, s'avère susceptible de convenir aux conditions variées et souvent délicates du bassin. A partir de 1969, les progrès du boulonnage aux H.B.N.P.C. sont essentiellement ceux du cadrancré.

Dans les H.B.L., la reprise des essais de boulonnage a eu lieu en 1964 avec le boulonnage à ancrage réparti à la résine. Le but recherché pour les voies était :

- . d'obtenir un mode de soutènement plus économique que le cadre métallique,
- . de réduire les mouvements anormaux de beaucoup de voies que les campagnes de pressions de terrains ont mis en évidence.

De 1964 à 1967, la plupart des voies boulonnées au charbon étaient des voies de tailles rabattantes. La largeur des voies était alors comprise entre 3,50 et 4 m. A partir de 1967, les essais de boulonnage des voies larges (jusqu'à 6,50 m) et desservant des tailles chassantes se sont développés avec beaucoup de succès. Lorsque la tenue du toit posait des problèmes (passage de faille, de limite d'exploitation, présence de charbon au toit) on a essayé un boulonnage complété par un soutènement porteur souvent épinglé au toit mais rarement le cadrancré.

Le succès de ces différentes tentatives a permis au boulonnage de prendre un essor considérable dans les H.B.L. : 30 % des voies au charbon sont actuellement boulonnées.

Avec 900.000 boulons à la résine posés en 1969, les Charbonnages apparaissent comme les principaux utilisateurs de cette technique (cf. tableau 1).

FIG 1

TABLEAU N° 1					
TYPE DE MINE	Nombre de boulons posés en 1969				
	Boulons à fente et coin	Boulons à expansion	Boulons à la résine	TOTAL	Pourcentage
Mines de Fer de Lorraine	350.000	2.670.000	450.000	3.470.000	60,66
Charbonnages	100.000	90.000	900.000	1.090.000	19,05
Potasse d'Alsace	-	350.000	30.000	380.000	6,64
Autres mines	-	700.000	50.000	750.000	13,11
Travaux publics souterrains	-	30.000	-	30.000	0,54
TOTAL	450.000	3.840.000	1.430.000	5.720.000	100,00
Pourcentage	7,87	67,13	25,00	100,00	

Extrait de (15)

II TECHNOLOGIE

Nous allons ici faire une rapide description technologique des différents types de boulons. Placés à peu près dans l'ordre de leur apparition historique, ils témoignent de l'évolution parallèle de l'ancrage ponctuel et de l'ancrage réparti : augmentation de la résistance de l'ancrage pour le premier, recherche d'une technique économique et rapide de scellement pour le dernier.

II.1 - BOULONS A ANCRAGE PONCTUEL

Le principe commun à ces boulons est de contraindre le terrain par la tension d'une tige dont les deux bouts sont solidaires de la roche. La différenciation des modèles porte sur l'ancrage au fond du trou. A l'entrée du trou, le contact est assuré par une plaque d'acier déformable ou quelquefois par des blochets de bois. La mise en tension est réalisée par vissage sur une extrémité filetée de la tige, si possible par clé à choc.

a) Boulon à fente et coin (fig. 2)

Ce boulon très simple est une tige d'acier filetée à une extrémité et fendue sur une quinzaine de cm à l'autre bout. L'ancrage est réalisé par l'enfoncement d'un coin d'acier dans cette fente.

Pour ce faire, la tige munie du coin est introduite jusqu'à ce que le coin prenne appui au fond du trou. On frappe alors le boulon au marteau pneumatique. Sous le choc, les deux lèvres profilées de la fente s'écartent et pénètrent dans la roche en remontant.

Ce boulon fut longtemps le plus répandu, de par ses qualités importantes. De fabrication simple, il est bon marché. Quant à sa pose, elle ne présente aucune difficulté particulière, si ce n'est de forer un trou de longueur précise.

Son domaine d'utilisation comprend tous les terrains de dureté moyenne, largement répandus en France. Dans une roche trop tendre, le coin poinçonne le fond du trou et ne pénètre pas suffisamment dans la fente. Inversement, les lèvres du boulon ne peuvent entamer une roche trop dure, dans laquelle l'ancrage ne tiendra que par frottement.

En dehors de ces cas extrêmes, sa tenue est excellente et sans surprise.

Le principal inconvénient de ce boulon est la nécessité de l'air comprimé pour assurer une frappe suffisante. Or cette forme d'énergie se fait de plus en plus rare dans les chantiers mécanisés. C'est ce qui explique la disparition progressive du boulon à fente et coin. De 1960 à 1969, il passe de 50 % à moins de 10 % du nombre total de boulons posés en France.

C'est vers le boulon à expansion que se sont tournés les utilisateurs de boulons ponctuels.

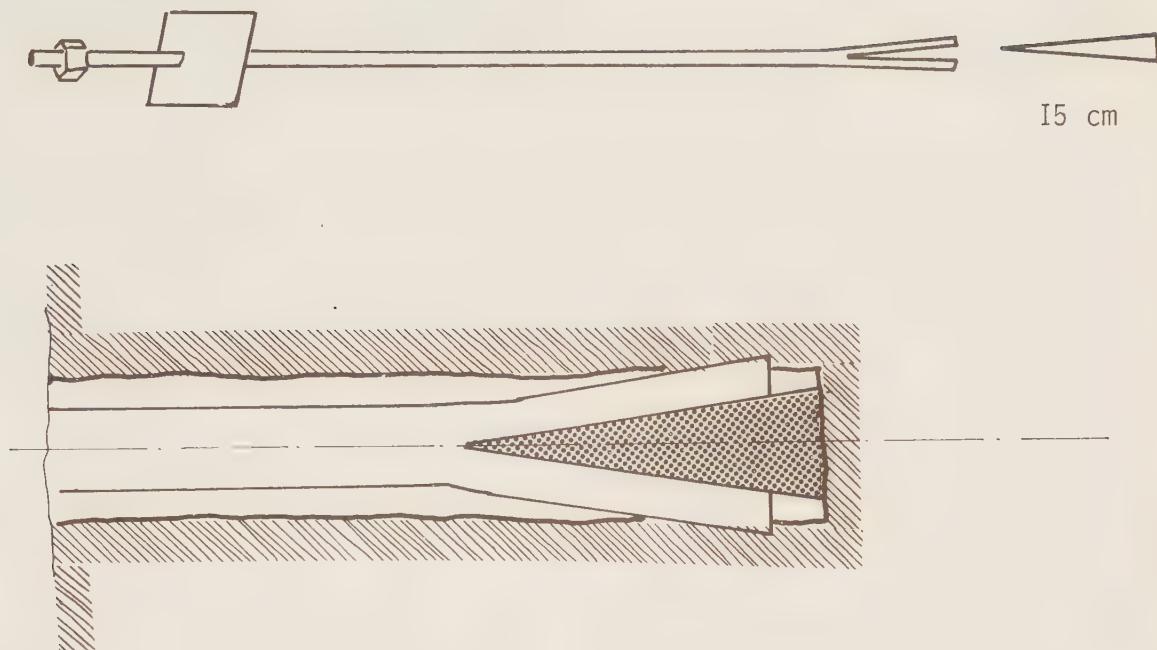
Remarque : On peut être tenté de faire le rapprochement avec la broche de bois, dont les deux extrémités sont ancrées par fente et coin. Outre la résistance moindre de la tige et l'absence de précontrainte, le principe même de l'ancrage est différent : il ne tient que par frottement. Cependant, le bois a été utilisé largement dans certaines conditions : souvent pour le renforcement des parements (1), mais également pour la tenue du toit (20). Il est économique et résiste mieux que l'acier à certains milieux corrosifs.

b) Boulon à expansion (fig. 2)

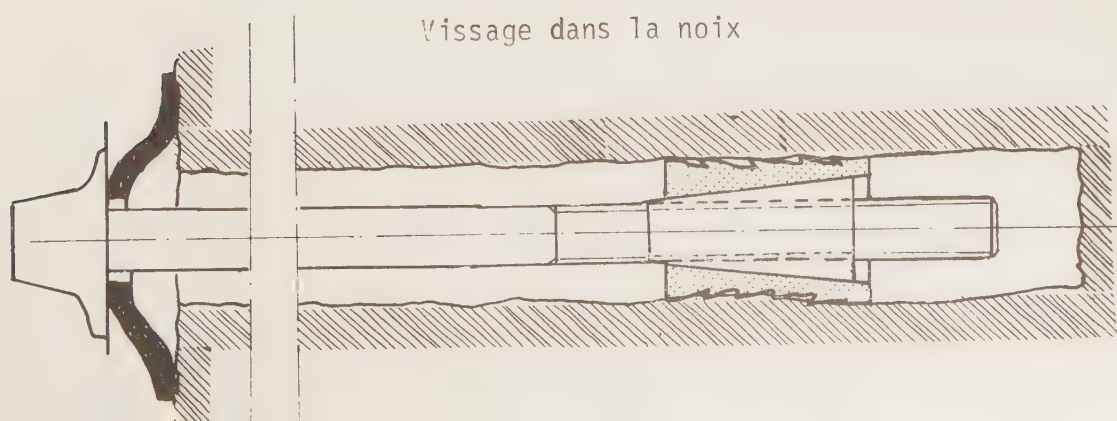
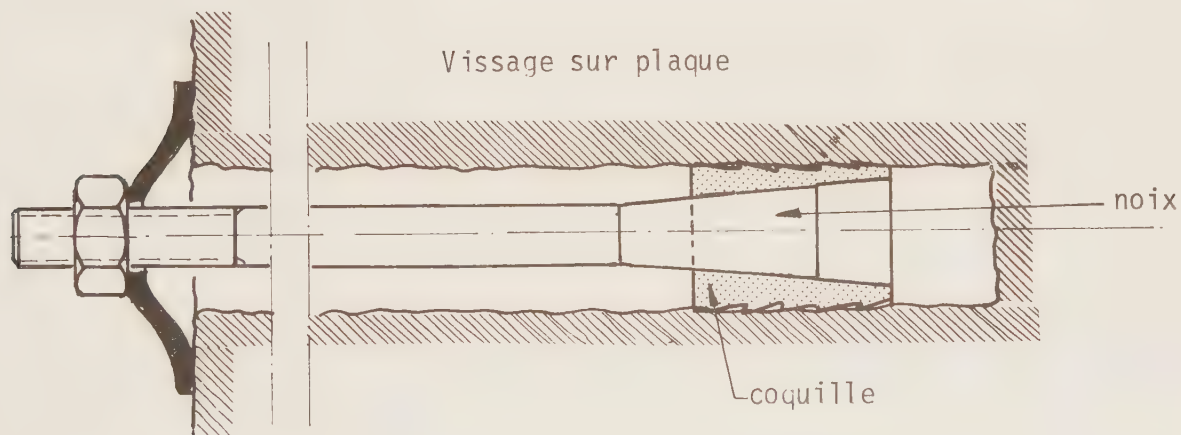
Le principe de l'ancrage est ici le frottement contre les parois du trou de deux ou plusieurs coquilles.

Elles sont disposées autour d'une noix généralement conique fixée au bout du boulon. Par cet intermédiaire, la tension de la tige se traduit par des forces latérales qui dilatent le dispositif et assurent le serrage au

Boulon à fente et coin



Boulon à expansion



terrain. L'ancrage est donc auto-serrant, mais doit être bloqué à la pose par une forte tension obtenue en vissant la tige dans la noix, ou par un écrou sous la plaque.

Il n'y a pas une réelle pénétration dans la roche, mais un simple tassement de celle-ci. Sa tenue est donc déterminée uniquement par le frottement entre terrain et coquille, ce qui demande plus de précautions que l'ancrage par fente et coin. En particulier, le forage d'un trou rectiligne, à diamètre constant, doit être réalisé avec soin.

La grande variété des ancrages à expansion permet en général d'en choisir de satisfaisant dans la plupart des terrains rencontrés, même tendres.

Bien adapté aux machines rotatives des chantiers mécanisés, le boulon à expansion est à présent le plus répandu des boulons ponctuels, malgré son coût assez élevé.

c) Boulon explosif (fig. 3)

Un boulon explosif a été mis au point par l'U.S. Bureau of Mines (16).

Soudé au bout de la tige, un tube de 25 à 30 cm contient l'explosif. La déflagration provoque l'expansion de ce tube dans les terrains, et forme à sa surface des ondulations qui en renforcent la tenue.

Par sa grande surface de contact, cet ancrage apparaît plus efficace que les ancrages ponctuels classiques, en particulier en terrain très tendre, décomposé ou spongieux.

d) Le "Klebanker", boulon collant à la résine (fig. 3)

La liaison du boulon au terrain est réalisée par une résine synthétique, qui "colle" à la roche l'extrémité du boulon, fileté sur 30 cm environ.

Une cartouche de verre contient le mélange de résine, de sable et d'accélérateur, ainsi qu'un tube de verre rempli de durcisseur.

Poussée au fond du trou, cette cartouche est brisée par le boulon, dont la rotation assure le mélange homogène des composants.

Faisant corps avec le terrain, dont il épouse les moindres aspérités, cet ancrage est d'une tenue beaucoup moins dépendante de la nature de la roche que les modèles précédents.

Sa résistance est bien souvent supérieure à celle de la tige : de 1,5 à 2,5 tonnes par cm de scellement. En terrain humide, elle reste généralement supérieure à 10 tonnes (17).

Outre ces performances exceptionnelles, le "Klebanker" a l'avantage de devenir un boulon à ancrage réparti par simple augmentation de la charge de résine.

II.2 - BOULONS A ANCRAGE REPARTI

Il s'agit là de solidariser le boulon au terrain sur toute la longueur du trou, en remplissant l'espace annulaire de béton ou de résine.

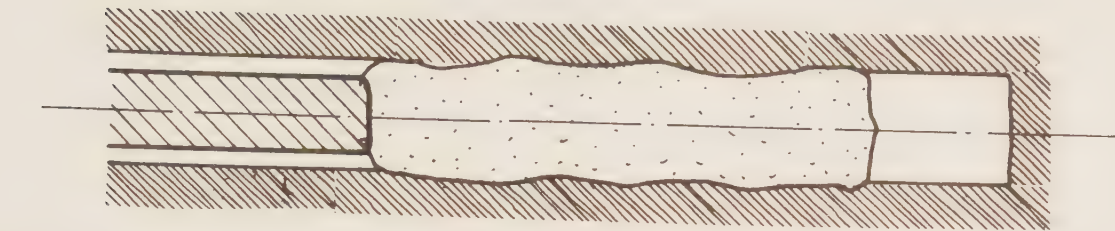
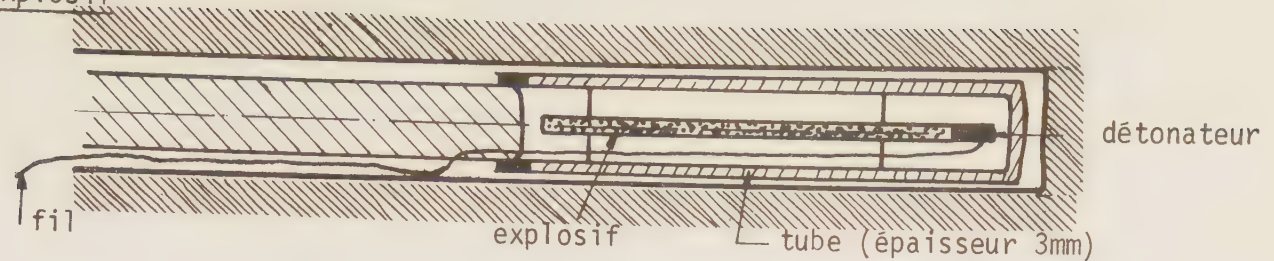
L'ancrage réparti est destiné à renforcer des terrains où l'ancrage ponctuel s'avère inefficace : soit que la roche trop tendre ou friable n'assure pas à la tête du boulon ou à sa plaque un appui suffisamment solide, soit que la dégradation initiale du terrain rende illusoire toute tentative de le contraindre.

Les techniques exposées ci-après diffèrent par la matière de scellement, son conditionnement et la façon de la mettre en place. Le boulon est le plus souvent une simple tige, que l'on peut enfoncer dans le béton ou la résine.

a) LE SCHELLEMENT AU BETON

Les procédés et les matériels utilisés présentent une grande diversité. Voici les principales méthodes employées en France avant l'apparition de la résine (fig. 4) :

Boulon explosif



après explosion

Boulon ponctuel à la résine

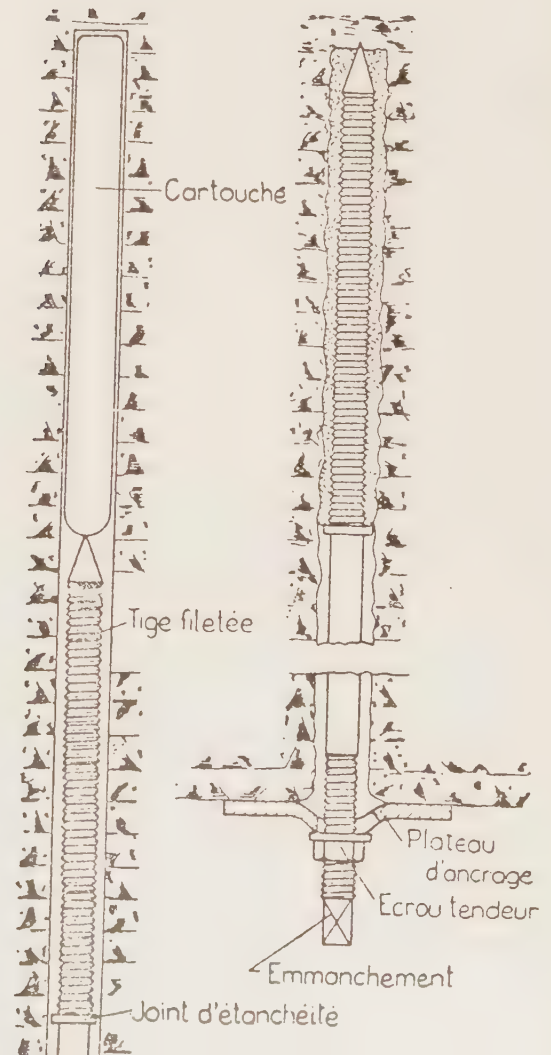
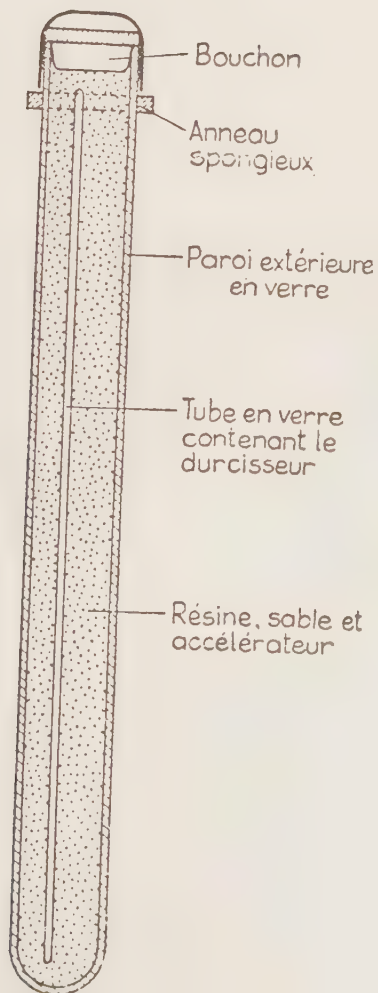
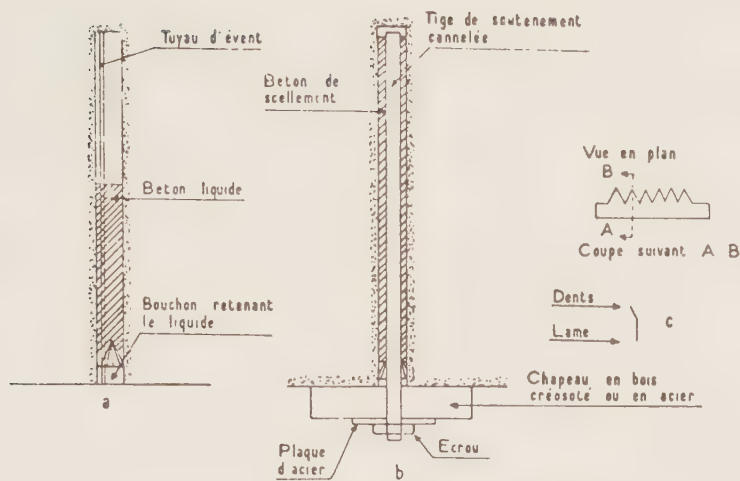
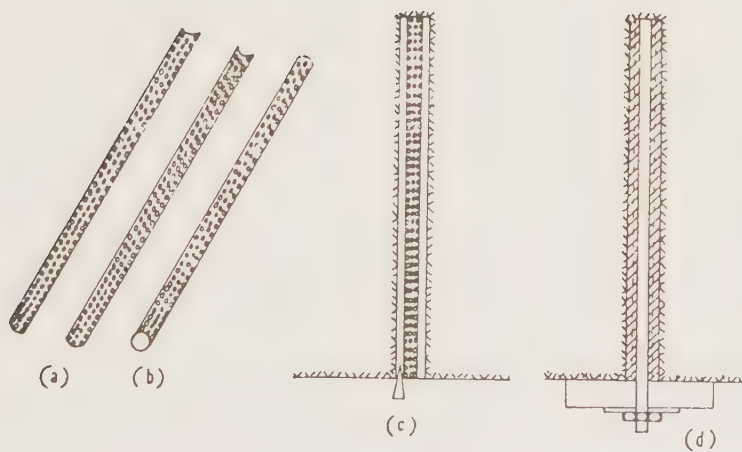


FIG. 4



— Boulonnage système « Injecto »

- a) Trou d'ancrage contenant le béton liquide destiné au scellement de la tige.
- b) trou d'ancrage muni de sa tige de soutènement.
- c) bouchon.



— Boulonnage système « Perfo »

- a) récipient à béton : deux demi-cylindres séparés.
- b) récipient à béton : deux demi-cylindres réunis.
- c) récipient à béton dans le trou d'ancrage.
- d) boulon en place.

- Injection préalable de mortier

Le principe est de remplir tout d'abord le trou de mortier de ciment, puis d'y enfoncer mécaniquement le boulon.

Dans le procédé "Injecto" le trou est obturé au préalable par un bouchon, qui permet le passage d'une seringue ou d'un boulon mais retient le mortier. On y place aussi un tube qui évacuera l'air du fond du trou. La quantité de mortier nécessaire est alors injectée avec une pompe à main. Cette méthode trop lente par rapport à la vitesse d'avancement des chantiers, a été supplantée par les procédés S.N. et Berg jet.

Le béton est ici contenu dans une cuve étanche, et poussé par air comprimé dans un flexible. Introduit jusqu'au fond du trou, ce flexible est repoussé au fur et à mesure du remplissage par le mortier.

Les difficultés proviennent des risques de bouchage des canalisations, ce qui demande un entretien attentif du matériel.

- Le procédé Perfo

Le béton est là aussi introduit avant la pose du boulon, mais pour ce faire il est enfermé dans un récipient.

Il s'agit d'un cylindre de tôle, de la longueur du trou, muni de très nombreuses perforations. Il s'ouvre longitudinalement, ce qui permet de le remplir de mortier.

Ce récipient étant placé dans le trou, on enfonce le boulon, qui provoque le passage du mortier à travers les perforations.

Ce procédé pallie les défauts de l'injection préalable dans certains terrains : soit la fuite du béton dans de trop nombreuses fissures, soit l'absorption de l'eau par capillarité dans une roche trop poreuse.

Il a été peu utilisé en raison de son prix.

- Bétonnage d'un boulon à ancrage ponctuel

On commence ici par la pose d'un boulon à ancrage ponctuel. On injecte ensuite un coulis de ciment pour réaliser l'ancrage réparti.

Cette injection peut se pratiquer à partir de la plaque munie d'une valve et d'un point d'étanchéité. Mais pour éviter la rétention d'air dans le trou, il est préférable d'injecter le ciment par la tête d'un boulon spécial traversé par un trou central.

Cette technique présente l'avantage de soutenir le toit dès la pose, avant le durcissement du béton. Mais le coût en est élevé.

En fait, la grande variété de ces méthodes reflète la difficulté de mettre au point un scellement au béton à la fois économique, de pose simple, et agissant rapidement sur les terrains.

Le béton a le grave défaut de ne durcir qu'après un délai assez long : 24 h. pour du ciment normal, 3 h. pour du ciment à prise rapide. Cependant, le boulon ne peut s'opposer à la détente des terrains, à moins d'avoir aussi un ancrage ponctuel. Or le prix de revient et la cadence de pose ont fait préférer le plus souvent les procédés à injection préalable.

Dans tous les cas, l'injection de béton demande la mise en oeuvre d'un matériel important et d'entretien délicat.

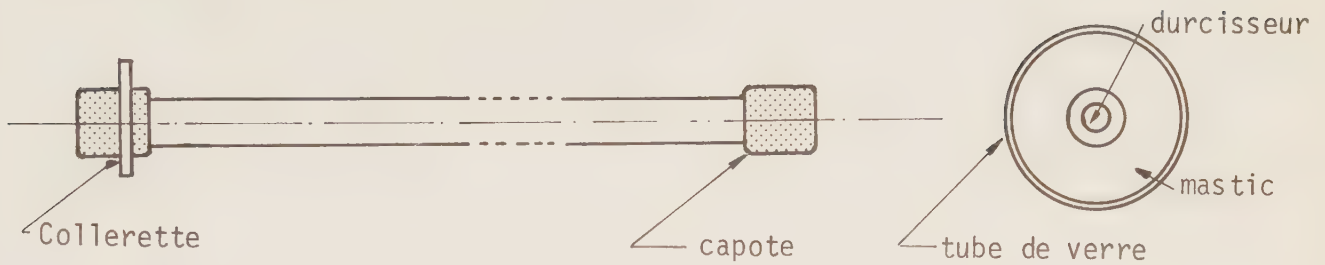
Tout ceci explique le succès qu'allait rencontrer la résine.

b) LE SCELLEMENT A LA RESINE

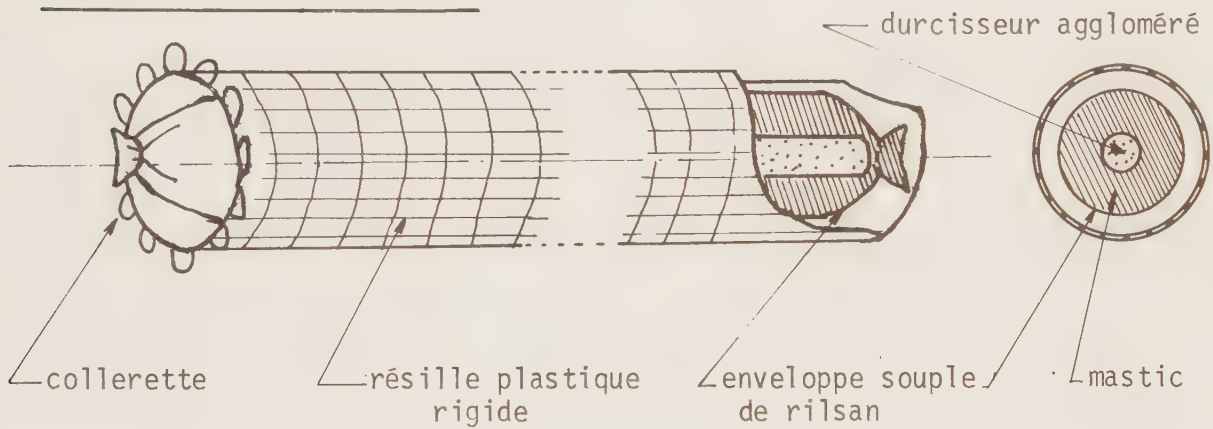
La matière de scellement se compose d'un mélange de résine chargée par un corps inerte, de fluidisant, et d'un accélérateur. L'adjonction d'un catalyseur, conservé à part, provoque la polymérisation.

FIG. 5

CARTOUCHE DE RESINE ARS/MOSELLE



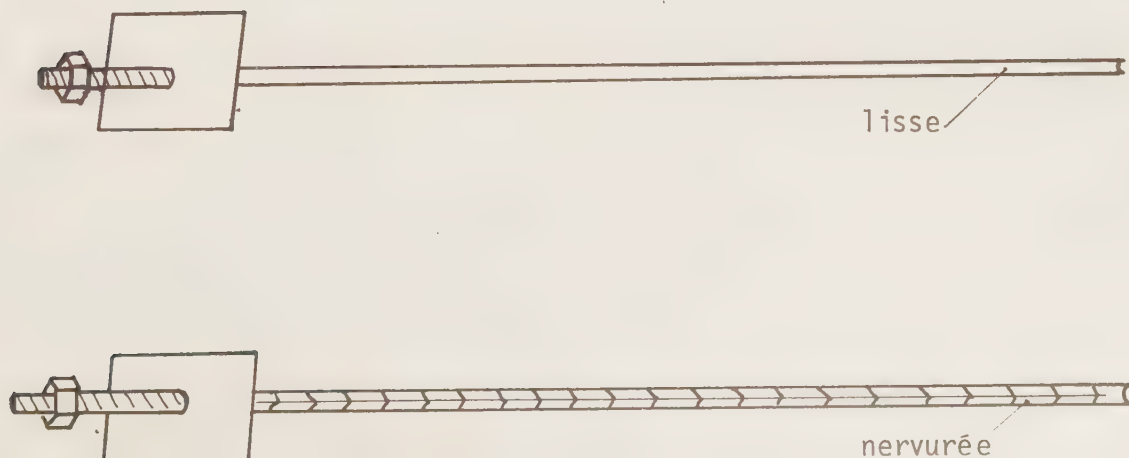
CARTOUCHE DE RESINE CELTITE



mastic = 33% Norsodyne + dolomie + styrène (fluidisant)
+ diméthylanitine (accélérateur)

longueur = 0,50 m - poids = 450 g

TIGES



Le délai de durcissement est fonction de la proportion d'accélérateur, mais aussi de la température du mélange. Il faut donc tenir compte des différents facteurs de l'échauffement provoqué par l'introduction du boulon, en particulier de la viscosité de la résine. Ce délai est donc variable suivant le dosage des constituants et les conditions d'emploi (18).

La préparation de la charge peut se faire peu avant sa mise en place. Certaines trousses "Roc Loc" vendues aux U.S.A. sont employées ainsi : le mélange se fait dans un récipient, puis la charge est injectée au fond du trou par une seringue ou une pompe.

Cependant l'usage normal est de mélanger les produits au moment même de la pose du boulon, ce qui permet des délais de durcissement limités à quelques minutes.

La Mine de Fer Sainte-Barbe a utilisé un procédé économique de réalisation des charges : mastic et durcisseur pâteux sont réunis à la sortie d'un appareil doseur approprié, et coulés dans de longs sacs de papier. Ces sacs sont immédiatement placés dans les trous, et c'est l'introduction du boulon en rotation qui assure le mélange intime des constituants, et par suite la polymérisation.

Le conditionnement le plus répandu est toutefois la cartouche, analogue à celle du "Klebanker", et contenant séparément le mastic et le catalyseur (fig. 5). L'enveloppe doit être étanche aux éventuelles vapeurs des composants et assez rigide pour être enfilée facilement dans le trou. Elle doit en outre être déchiquetée lors de l'enfoncement du boulon. Le délai de conservation est de quelques mois.

La cartouche "Ars/Moselle" est faite d'une enveloppe de verre, qui contient le mastic et un petit tube de verre renfermant le durcisseur aggloméré.

Les charges "Celtite" utilisées dans tous les chantiers des Houillères ont une présentation différente. L'enveloppe de rilsan souple est entourée d'une résille de plastique rigide. Le mastic contient 30 % de résine polyester

"Norso dyne", la matière inerte est de la dolomie (19). Quant au durcisseur, il est aggloméré et se présente sous la forme d'un batonnet ; noyé dans le mastic, il n'en provoque la polymérisation qu'après fragmentation.

La pose du boulon est donc simple.

Pour un boulon de 2 m et de diamètre 20 mm, on fore un trou de diamètre 28 mm, et 2 ou 3 cartouches de 450 g seront nécessaires pour remplir l'espace annulaire.

Placées dans le trou, elles y sont retenues par une collerette. Le boulon est alors enfoncé à l'aide d'une machine de foration, dont la rotation permet de broyage et le mélange homogène des constituants de la charge.

Le scellement à la résine apparaît comme un procédé particulièrement avantageux. Son emploi est d'une grande simplicité, ne nécessite aucun matériel encombrant ou coûteux. Quant au prix de revient, il équivaut à celui du boulon à expansion.

Les qualités du scellement sont remarquables d'abord par les caractéristiques mécaniques de la résine : 25 cm de scellement d'une tige crénelée de 20 mm de diamètre suffisant généralement à ce que l'on observe la rupture de la tige (20 T) sans glissement de l'ancrage. De plus, la stabilité chimique de la résine la met à l'abri de la détérioration éventuelle par un milieu acide, contrairement au ciment. Enfin, le toit est soutenu presque immédiatement, grâce à une prise très rapide : dure en quelques minutes, la résine possède sa résistance définitive en moins d'une demi-heure.

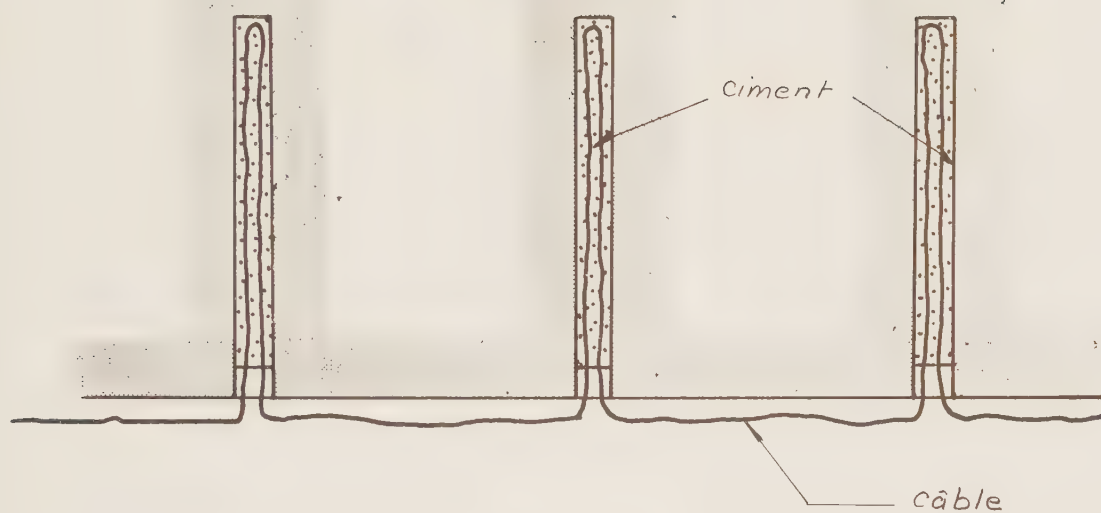
c) LES TIGES

Le scellement au béton ou à la résine permet l'utilisation d'armatures de différents types.

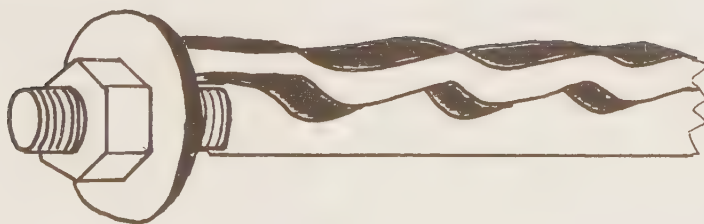
Ce peut être un boulon à ancrage ponctuel, enrobé par une injection de coulis de ciment. Des cables, également, peuvent être ancrés au béton. Le meilleur exemple en est la "couture" du toit des Norvégiens : un cable pris en double, est enfilé dans des trous de 3 m, et ancré par un moyen

FIG. 6

LA COUTURE DU TOIT



LE BOULON WORLEY



analogue au procédé "Injecto" ; il pend librement entre les trous (fig. 6). L'avantage du cable est sa souplesse, qui autorise le choix de longueurs plus importantes que l'ouverture disponible. Cela justifie les essais entrepris aux H.B.L. sur le scellement de cables à la résine, en vue d'applications en chantiers de faible ouverture.

Dans le cas général, il s'agit de simples tiges d'acier (fig. 5). Filetées à un bout, elles sont coupées à l'autre extrémité suivant un arc de cercle ou en biseau afin de mieux détruire l'enveloppe des cartouches. L'état de leur surface -lisse ou nervurée- joue un rôle important dans la tenue de l'ancrage. Les nervures ne devant pas causer un déplacement relatif du mastic, on les dispose en arrêtes de poissons. Les Houillères ont adopté des tiges d'acier mi-dur, nervurées, de diamètre 20 mm, de longueur 1,80 m à 2,20 m. Quant aux Mines de Fer de Lorraine, elles préfèrent les tiges lisses-nervurées, dont l'extrémité seule est munie de nervures.

Actuellement les H.B.L. sont en train de mettre au point deux nouveaux types de boulons :

- les boulons à rallonges formés de deux tiges que l'on réunit par un manchon métallique, destinés aux chantiers de faible ouverture ;
- les boulons constitués de fibre de verre et de résine, pour le boulonnage des parements et du mur des voies.

Pour clore ce chapitre technologique, on peut noter enfin l'existence d'un boulon original : fait de 2 lames ondulées accolées dont le déplacement relatif provoque la dilatation de l'ensemble, il tente de réaliser mécaniquement un ancrage réparti (fig. 6). Il est proposé par la Worley Roof Bolt Company.

III ESSAIS DE BOULONS

La comparaison des différents modèles et le choix d'un boulon se font à partir d'essais parmi lesquels on distingue deux orientations possibles.

La première est de déterminer in situ l'action globale de tel ou tel type de boulonnage sur le terrain, dont on mesure les déformations. Cette expérimentation sera largement utilisée dans le cadre de cette étude.

La seconde est de mesurer les caractéristiques individuelles du boulon, en interaction avec son environnement immédiat. C'est ce type d'essais, réalisés tant en laboratoire qu'in situ, dont traite ce chapitre.

III.1 - BOULONS A ANCRAGE PONCTUEL

L'élasticité et la résistance à la rupture des boulons étant spécifiées au préalable, il s'agit d'évaluer les qualités de l'ancrage, dans un terrain de nature donnée.

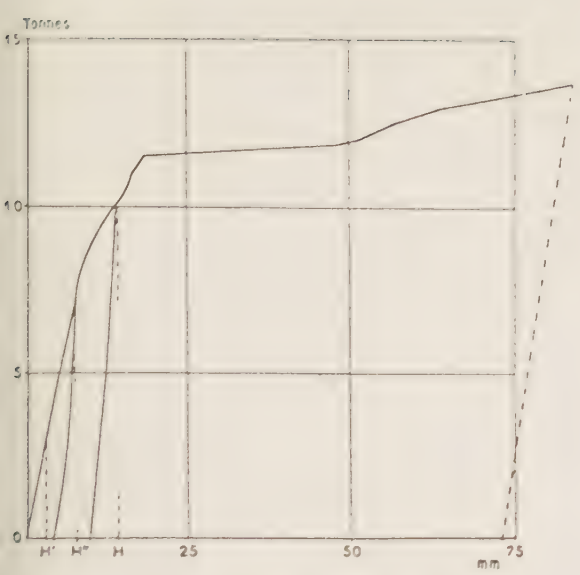
Les résultats essentiels sont apportés par un essai de traction instantané. Ils sont complétés, quant à l'évolution dans le temps de la tenue de l'ancrage, par l'une des épreuves suivantes : glissement à charge constante, ou perte de tension avec le temps.

a) Essai instantané (1, 21, 22)

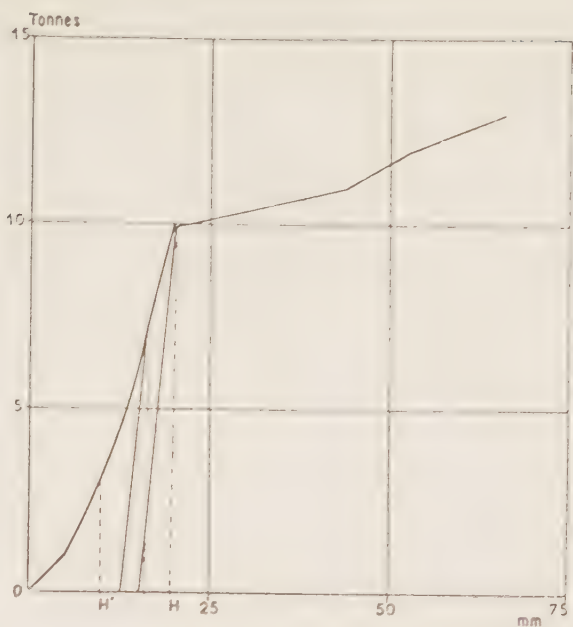
Le boulon, ancré dans le terrain ou dans un bloc de roche, est mis en tension au moyen d'un vérin annulaire. La pression est augmentée régulièrement, suivant un rythme déterminé.

On obtient ainsi les courbes de la figure 7, qui représentent la charge en fonction du déplacement de l'extrémité, c'est-à-dire de la somme : glissement de l'ancrage + allongement de la tige. Le retour à la pression nulle permet d'apprécier la déformation élastique de la tige à différentes charges.

— ESSAIS INSTANTANNES DE BOULONS PONCTUELS —

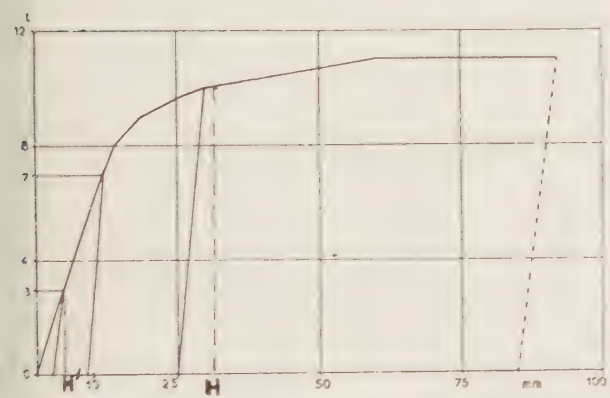


— Courbe d'essai d'un boulon à fente et coin



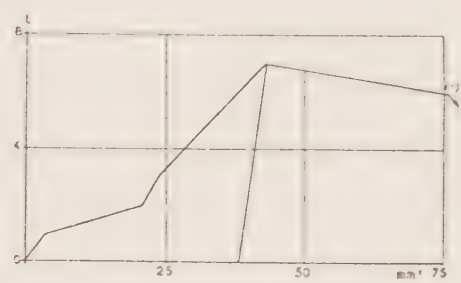
— Courbe d'essai d'un boulon à expansion :

En abscisses : glissement — allongement
En ordonnées : charge



— Essai de boulon à fente et coin jugé non satisfaisant :

- 1) la courbe s'infléchit avant 10 t (glissement de l'ancrage ou dépassement de la limite élastique).
- 2) $H'H > 20$ mm



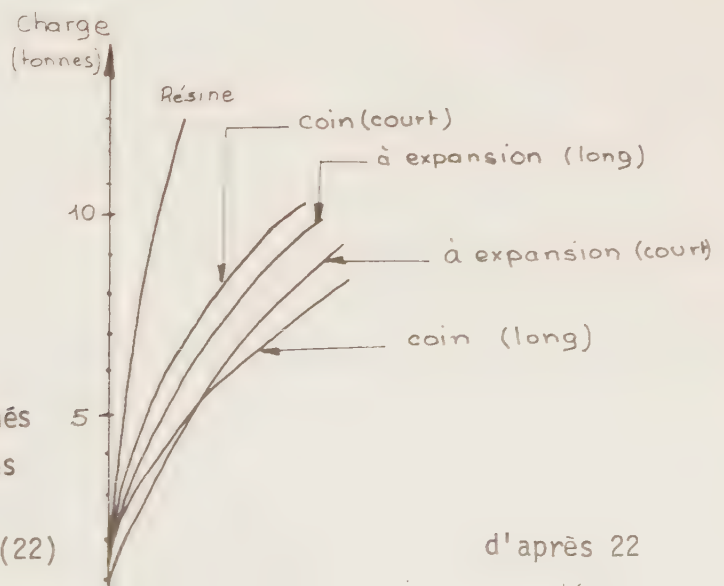
— Essai de boulon à expansion jugé non satisfaisant :

- 1) l'ancrage ne tient pas
- 2) en (1) la noix passe au travers des coquilles.

(Essais des Mines de fer de Lorraine) - Extraits de (1)

Résultats d'essais instantannés de différents types de boulons posés dans du grès.

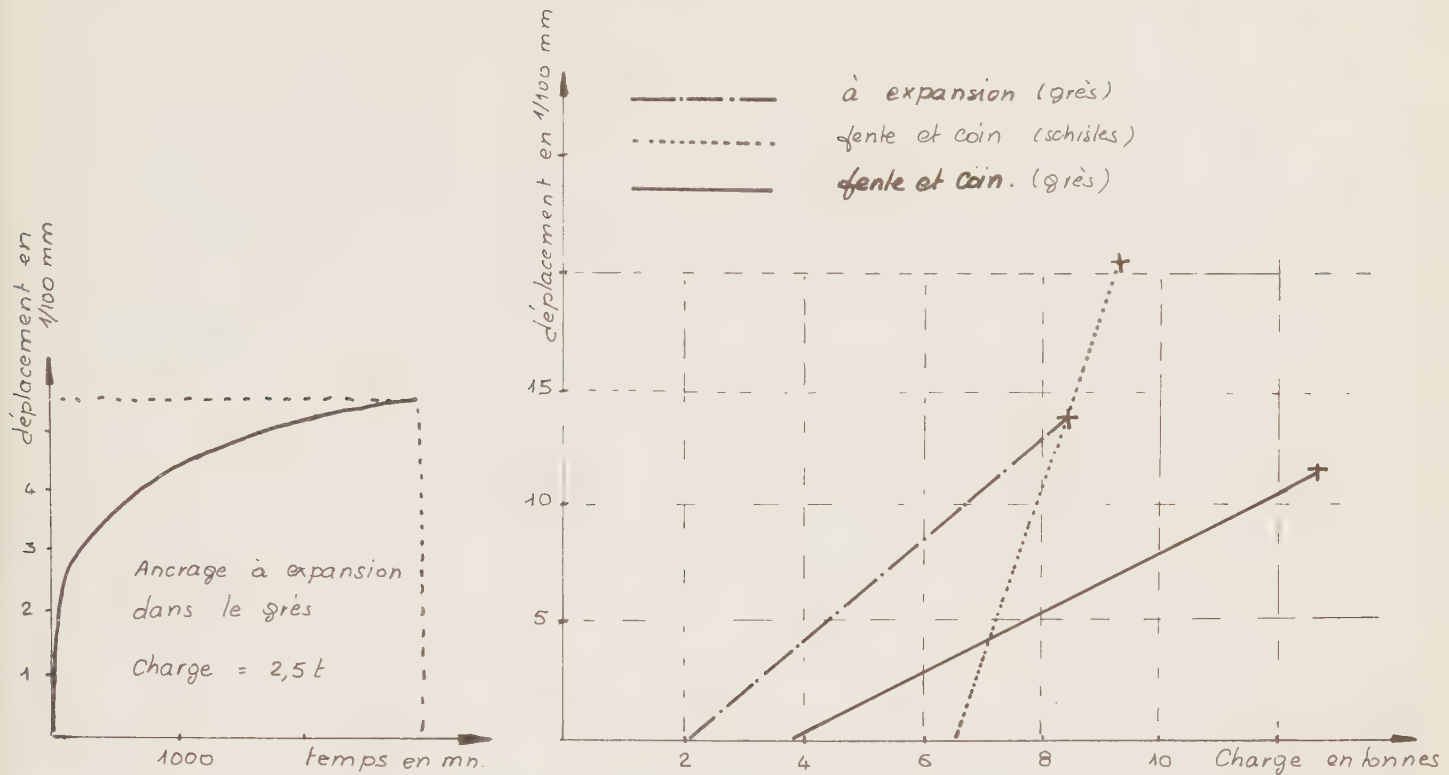
d'après (22)



d'après 22

ESSAI A CHARGE CONSTANTE

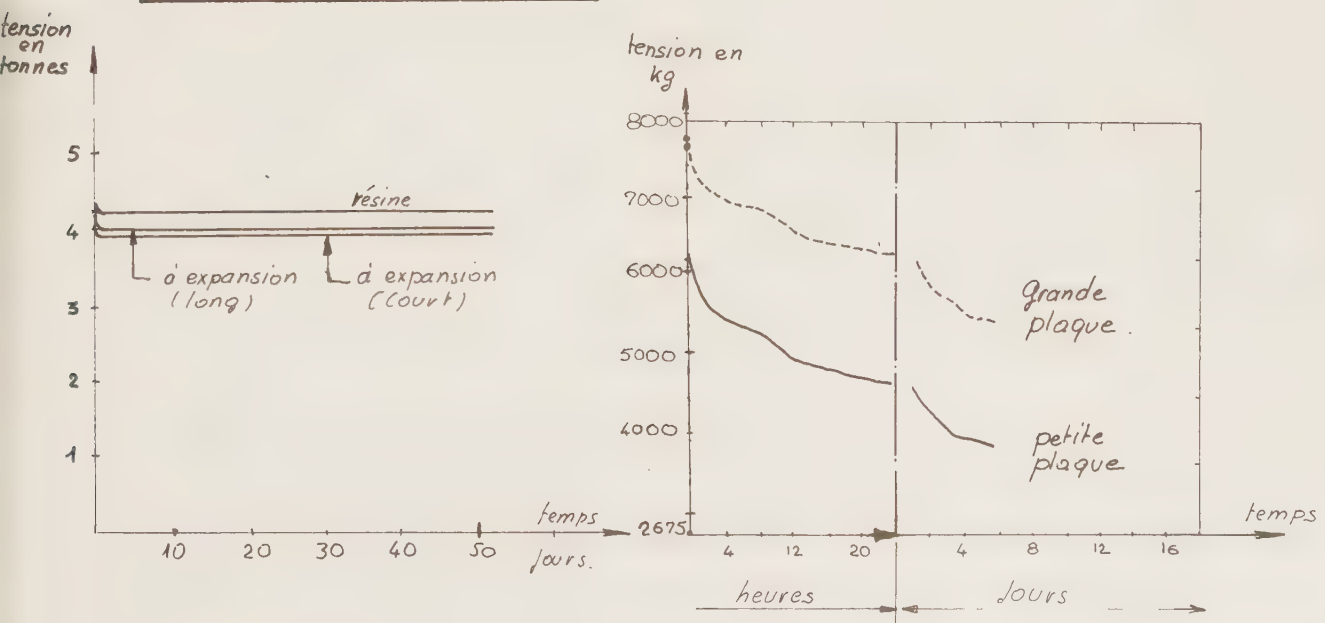
(extraits de 23)



a) Courbe du glissement en fonction du temps

b) courbes du déplacement maximal en fonction de la charge constante appliquée

PERTE de TENSION



c) courbes d'essai dans le grès (extrait de 22)

d) courbes d'essai dans le grès avec des plaques différentes (extrait de 24)

Sur ces courbes sont relevés deux éléments principaux : la capacité de l'ancrage au point de changement de pente qui indique le dépassement de la limite élastique ou le lachage de l'ancrage ; et, en-deça de ce point, la pente de la courbe qui reflète l'aptitude du boulon à s'opposer à la détente des terrains.

A titre d'exemple, les critères d'acceptation dans les Mines de Fer de Lorraine sont les suivants : le changement de pente est observé pour une charge supérieure à 10 tonnes ; le déplacement est inférieur à 20 mm quand on passe de 3 à 10 tonnes (déplacement H'H sur la figure 7).

b) Essai à charge constante

Pour des charges inférieures à la capacité du boulon et maintenues constantes, le déplacement s'amortit dans le temps comme l'indique la courbe (Fig. 8 a).

De même que la capacité du boulon, le point de démarrage et l'amplitude du glissement de l'ancrage varient suivant la nature du terrain. Il est à noter, pour un type de boulon donné, que l'amplitude du glissement est d'autant plus grande que la capacité de l'ancrage est plus faible. Cela est illustré par la figure 8 b, où l'on a représenté le glissement maximal, mesuré après stabilisation, en fonction de la charge appliquée, cela dans plusieurs cas.

On se contente généralement d'un seul essai, sous une charge proche de la capacité de l'ancrage. Ainsi, dans les Mines de Fer de Lorraine, on fait subir au boulon une épreuve sous charge constante de 10 tonnes, en complément de l'essai instantané. L'ancrage est jugé satisfaisant si la stabilisation du glissement est mise en évidence dans les 40 minutes.

c) Essai statique : perte de tension

La tenue de l'ancrage est jugée ici suivant l'aptitude à conserver la tension initiale du boulon, réalisée à la pose. Après une chute rapide dans les premières heures de l'essai, la courbe se stabilise (fig. 8 c et 8 d).

Elle atteint un palier après un délai variable qui dépend comme l'amplitude de la perte de tension, de la nature du terrain, du type de boulon et de la tension à la pose.

Les résultats de l'essai statique ont une signification analogue à ceux de la traction à charge constante. En particulier, le glissement de l'ancrage est la cause principale de la chute initiale. Il ne faut pas oublier cependant l'intervention d'un facteur nouveau : la tenue de la plaque. En se déformant ou en poinçonnant la roche, elle est en effet susceptible de causer d'importantes chutes de tension, comme le montre la différence observée (Fig. 8 d) entre deux types de plaques.

III.2 - BOULONS A LA RESINE

L'essai systématique des boulons à ancrage réparti à la résine a été effectué par la Chambre Syndicale des Mines de Fer (18). Nous disposons également d'essais analogues ou complémentaires réalisés dans les HBNPC et les HBL.

a) PRINCIPE

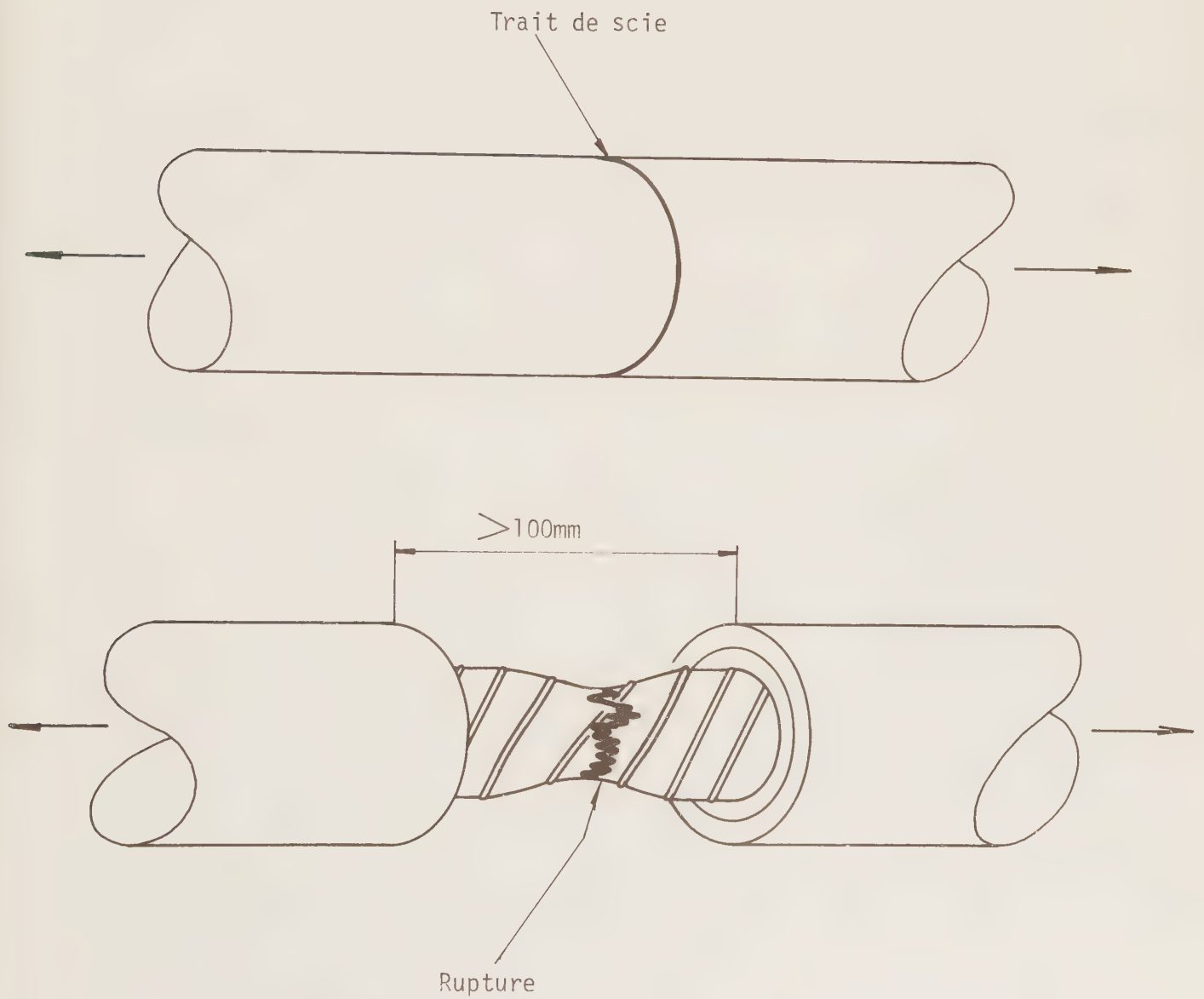
L'essai fondamental est encore l'essai de traction qui fournit la courbe de la charge en fonction du déplacement de l'extrémité libre. Il s'effectue in situ, ou dans un bloc de béton ou de roche. Dans ce dernier cas, on atteint un élément supplémentaire précieux, le déplacement de l'extrémité ancrée, qui donne l'allongement du boulon. Des essais prolongés de traction sont réalisés à l'aide d'un accumulateur de pression (18).

Un essai plus particulier a enfin été mis en oeuvre aux HBNPC (Service Organisation Méthodes). Il s'agit de simuler en Laboratoire l'expansion des terrains avec une ou plusieurs fissures et de connaître le comportement du boulon en leur présence. Pour cela, le boulon est scellé dans un tube d'acier qu'il suffit de couper à la scie pour représenter une fissure (Fig. 9). La traction s'exerce entre les deux extrémités du tube. Outre les mesures

FIG 9

- ESSAIS DE BOULONS SCELLES EN TUBES D'ACIER

SIMULATION D'UNE FISSURE -



d'allongement prises en cours d'essai, de nombreux renseignements sont recueillis après découpage longitudinal du tube et de la résine (laquelle reste collée au tube) : mesure de l'allongement permanent de la tige, de son déplacement dans la résine

b) DOMAINE EXPERIMENTE

Les essais ont porté généralement sur des boulons de type courant susceptibles d'être adoptés dans la pratique : l'objectif est d'en connaître le comportement et de choisir parmi eux le mieux adapté aux besoins. Le domaine d'étude des différents facteurs a donc été limité en conséquence.

La longueur des tiges, dont on fait varier la dimension du scellement, est d'environ 2 m. Le diamètre moyen est de 20 mm. Quant à la qualité de l'acier employé il s'agit le plus souvent d'acier mi-dur, ce qui amène le boulon à sa limite élastique entre 10 et 15 tonnes. Nous mentionnerons toutefois quelques essais d'acier doux ou très dur.

Enfin le facteur prépondérant qu'est la nature de la surface de la tige prend trois modalités : lisse, lisse-nervuré, ou crénelé.

c) RESULTATS

Les conclusions des différentes expérimentations concordent pour l'essentiel. Les divergences que l'on peut relever néanmoins sur certains points sont imputables à la dispersion des résultats d'essais effectués parfois en nombre insuffisant et aux conditions différentes de l'expérimentation. En particulier, la manière de mettre le boulon en tension est une source de dispersion importante. Il semble qu'en accélérant la mise en charge, on détériore plus rapidement les liaisons. Des ruptures et des mesures incohérentes peuvent découler de l'utilisation inconsidérée d'une vitesse trop grande (> 1 tonne/mm), surtout après le premier glissement.

L'ensemble des résultats se répartit en trois catégories principales, suivant le type de tige : lisse, lisse-nervuré et crénelé.

Toutes les courbes effort-déplacement ont en commun, au départ, une partie linéaire à forte pente. La pente, qui diminue si l'on fait croître la vitesse de mise en charge, semble indépendante de l'état de surface de la tige. Cette phase de l'essai correspond à la déformation élastique du couple boulon-résine. La différentiation apparaît à la rupture de cet équilibre par dépassement de la limite élastique de l'un des éléments et par la perte de l'adhérence.

Il est à noter enfin que la résine, soumise à un allongement excessif, se fissure perpendiculairement à l'axe du boulon et reste collée au terrain lors de ces essais (nous avons observé in situ des glissements de résine en terrain humide ou fracturé).

Tige lisse

L'essai se termine généralement par le coulisement de la tige hors de la résine, qui reste intégralement collée au terrain. Les ruptures sont rares, hormis le cas d'une mise en charge trop rapide.

Pour les scellements courts, d'une longueur maximale de 0,25 à 0,40 m suivant la nature du terrain, le glissement se produit en-dessous de la limite élastique de la tige. La charge correspondante est à peu près proportionnelle à la longueur du scellement, avec une moyenne d'environ 0,5 tonne/cm.

Au-delà de ces valeurs, on observe une courbe effort-déplacement (Fig. 10 a) présentant successivement les caractères suivants :

- une partie linéaire à forte pente qui se termine au voisinage de la limite élastique de la tige (acier mi-dur), sensiblement plus bas s'il s'agit d'acier doux ou dur ;
- un palier horizontal, ou ascendant à pente modérée, dont la longueur croît avec celle du scellement. La rupture peut être observée si le scellement dépasse 1,50 m ;
- un décrochement suivi d'un palier horizontal. La charge finale est dispersée, mais semble indépendante de la longueur de scellement. Elle dépasse fréquemment 5 Tonnes.

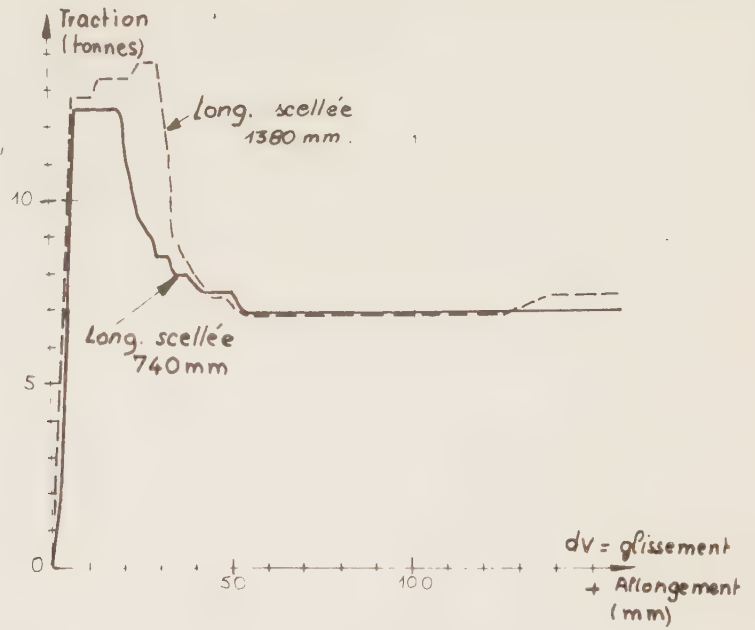
FIG. 10

ESSAIS de TIGES LISSES ANCREES à la RESINE

a - Essai de traction

tige en acier mi-dur
terrain marneux

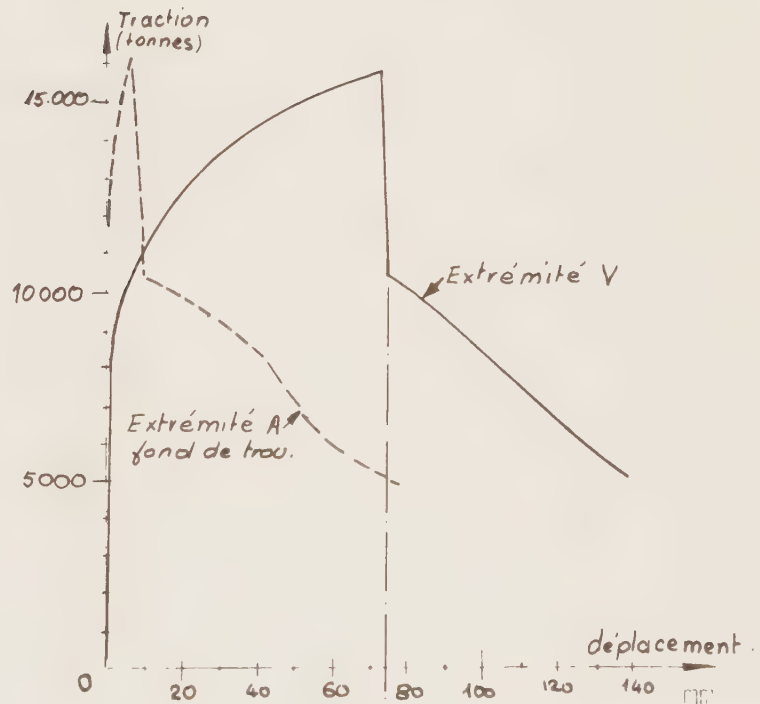
d'après (18)



b - Courbes de déplacement des deux extrémités

tige lisse - acier A42
 $\phi = 20$ mm
scellée sur 2 m

essais des H.B.L.
dans le béton



c - Courbe de l'allongement de la tige en fonction de dv

$dv = \text{allongement} + \text{glissement}$

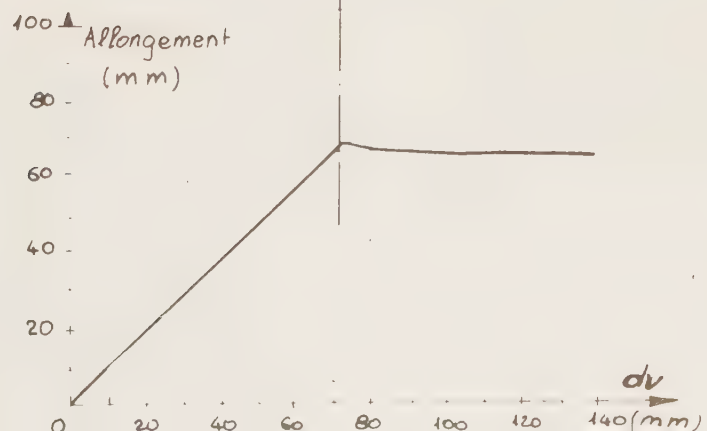


FIG. 11

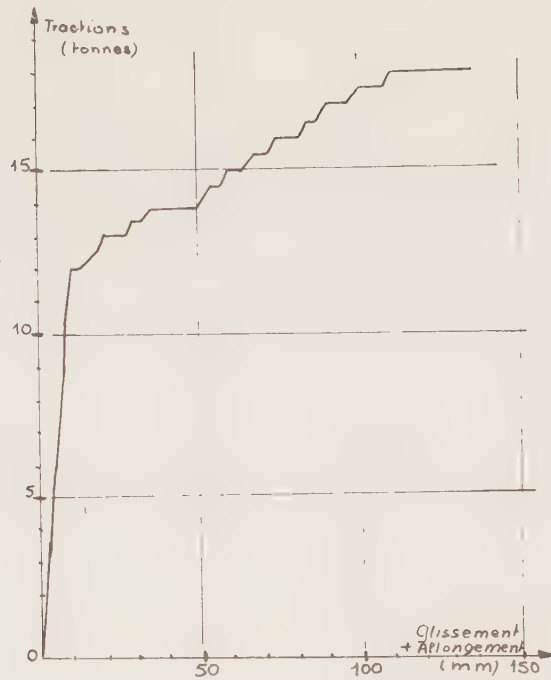
a) Tige lisse nervuré

$\phi = 15,75$ acier mi-dur

Essai de traction en terrain marneux

Scellement sur 1610 mm

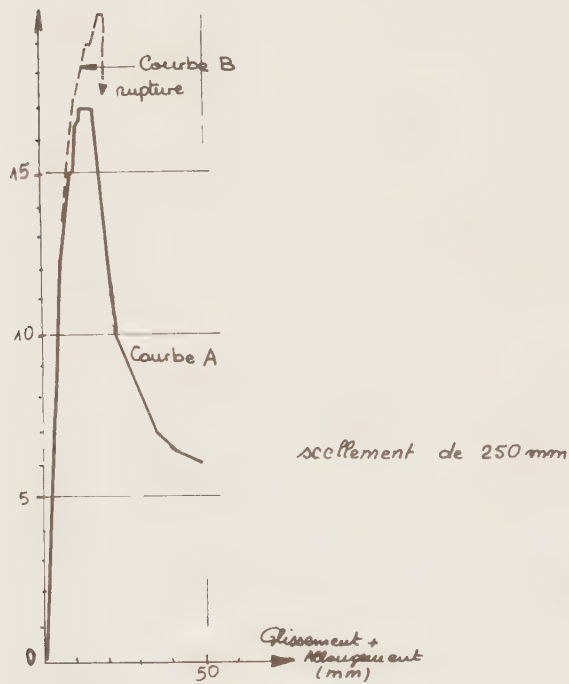
extrait de (18)



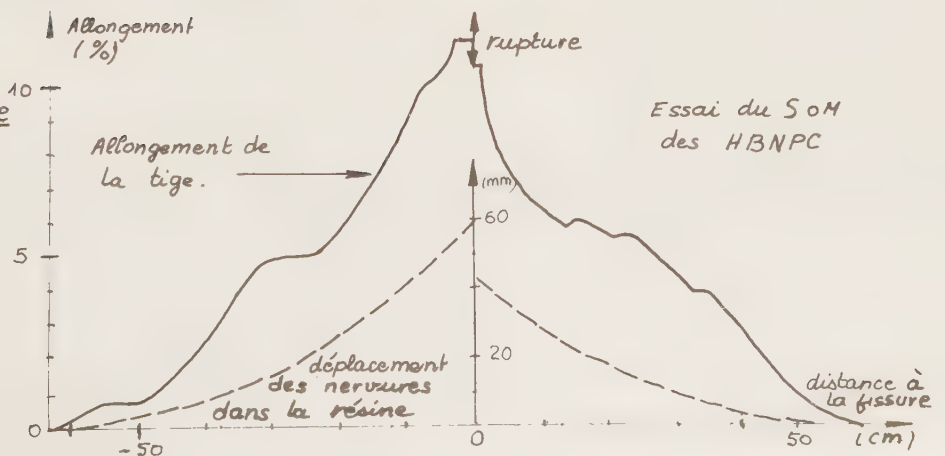
b) Tige crénelée

$\phi = 20$ mm

Essai en terrain calcaire



c) Essai de tige crénelée
scellée dans un tube
scié



Le processus d'arrachement de la tige est précisé par la connaissance du déplacement de l'extrémité A, ancrée au fond du trou. Comparée au déplacement dV, côté vérin, cette mesure permet de séparer allongement et glissement. En outre des essais de longue durée révèlent le degré de stabilité des différentes phases précitées. Une interprétation physique peut alors leur être attribuée.

Tant que la courbe reste linéaire, aucun glissement n'est constaté. Le déplacement dV correspond à l'allongement élastique du boulon et l'ensemble boulon-résine se trouve en équilibre.

L'apparition du premier palier marque la rupture de cet équilibre : l'extrémité A commence à se déplacer, toute la tige glisse dans la gaine de résine. Simultanément, on constate un allongement par fluage ou déformation plastique. La perte d'adhérence qui se propage progressivement est liée en effet à la striction, qui s'accroît considérablement dès la limite élastique. Il n'est donc pas besoin de dépasser beaucoup cette valeur pour permettre le glissement, que la seule déformation élastique provoque d'ailleurs, dans le cas d'acier à haute résistance. Ceci explique la faible pente de ce "palier". Enfin, les essais prolongés démontrent l'instabilité de cette situation ; il en est de même du décrochement qui suit.

La chute de tension accompagne la libération de l'extrémité A, qui tend à se déplacer aussi vite que l'autre extrémité. Dans le cas d'acier très dur, on a même constaté le raccourcissement de la tige. Le décrochement est donc lié à la destruction complète de la liaison d'adhérence entre le boulon et la résine. Des forces de frottement non négligeables subsistent cependant, qui se traduisent par le palier final. La tige sort à charge constante, sans allongement supplémentaire.

Tige lisse-nervurée

La présence d'un filetage, sur une vingtaine de cm à l'extrémité scellée, modifie profondément le comportement de la tige dès que l'adhérence commence à céder.

Sur la courbe effort-déplacement (Fig. 11 a) la différence apparaît avec le premier changement de pente : nettement plus pentée que pour une tige lisse, cette deuxième phase s'achève généralement par la rupture du boulon, sans fléchir ni décrocher.

Le déplacement mesuré correspond ici à l'allongement plastique de toute la tige. En effet, celle-ci se désolidarise de la résine sur toute sa longueur, excepté à l'extrémité, retenue par le relief de sa surface et dont le glissement est négligeable.

Signalons toutefois que lors de certains essais (HBL), le scellement de la partie filetée a cédé. Le glissement est alors analogue à celui d'un boulon lisse, à ceci près : au premier palier correspond une portion de courbe de pente plus forte et de longueur supérieure ; le décrochement est plus lent et la charge finale plus importante qu'avec l'acier lisse.

Tige crénelée

L'adjonction de nervures transforme fondamentalement la liaison tige-résine. Le boulon ne peut plus se déplacer que par compression puis cisaillement de la résine située entre deux nervures.

Il n'est possible d'arracher la tige que pour un scellement d'une longueur maximale de 0,25 à 0,50 m suivant le terrain. La charge nécessaire est comprise entre 0,5 et 0,8 t/cm. Le boulon cède alors brusquement, entraînant une couche de résine au niveau des nervures.

Pour un scellement plus long, l'essai aboutit à la rupture de la tige au filetage, au terme d'une courbe effort-déplacement très raide. L'allongement faible, est essentiellement celui de la partie libre (Fig. 11 b).

Cette forte rigidité a fait craindre la possibilité de rupture du boulon en présence d'une fissure, même étroite, dont l'épaisseur ne serait absorbée que par une très courte longueur de tige. C'est en vue de préciser ce danger que les essais de simulation de fissure par un tube scié ont été effectués aux HBNPC.

Il en ressort que la fissure atteint une dizaine de cm avant la rupture. L'examen, après découpage de la résine et du boulon révèle que 35 à 70 cm de part et d'autre ont été concernés : la tige y présente un allongement permanent et la résine porte l'empreinte du déplacement des nervures (Fig. 11 c).

Ces résultats ont été avancés pour justifier la règle de contrôle du toit par mesure de l'expansion des bancs boulonnés : au seuil d'alarme de 50 mm, on est certain qu'aucune fissure ne peut casser le boulon.

Signalons enfin que la tige crénelée a été adoptée par les Houillères où elle s'est avérée la plus efficace à réduire les déformations des terrains.

IV MESURES IN SITU

Nous regroupons dans ce chapitre toutes les mesures qui sont employées, in situ, pour étudier le boulonnage. Ces mesures se décomposent en deux catégories : les mesures qui visent à déterminer directement le comportement du boulon et les mesures dont l'objectif est de contrôler le comportement du toit boulonné. Nous allons donc décrire les mesures et nous montrerons chaque fois comment on peut s'en servir pour contrôler une voie boulonnée.

IV.1 - MESURES SUR LE BOULON

Ces mesures essaient essentiellement de caractériser l'état de contrainte du boulon. Il faut distinguer les mesures employées sur des boulons à ancrage ponctuel des mesures employées sur des boulons à ancrage réparti. En effet, la tension d'un boulon à ancrage ponctuel est identique, quelque soit l'endroit où on la mesure, ce qui permet des mesures simples au niveau du filetage. Le boulon à ancrage réparti, faisant corps avec le terrain, n'offre pas le même avantage : il sera plus difficile de connaître la tension d'un tel boulon.

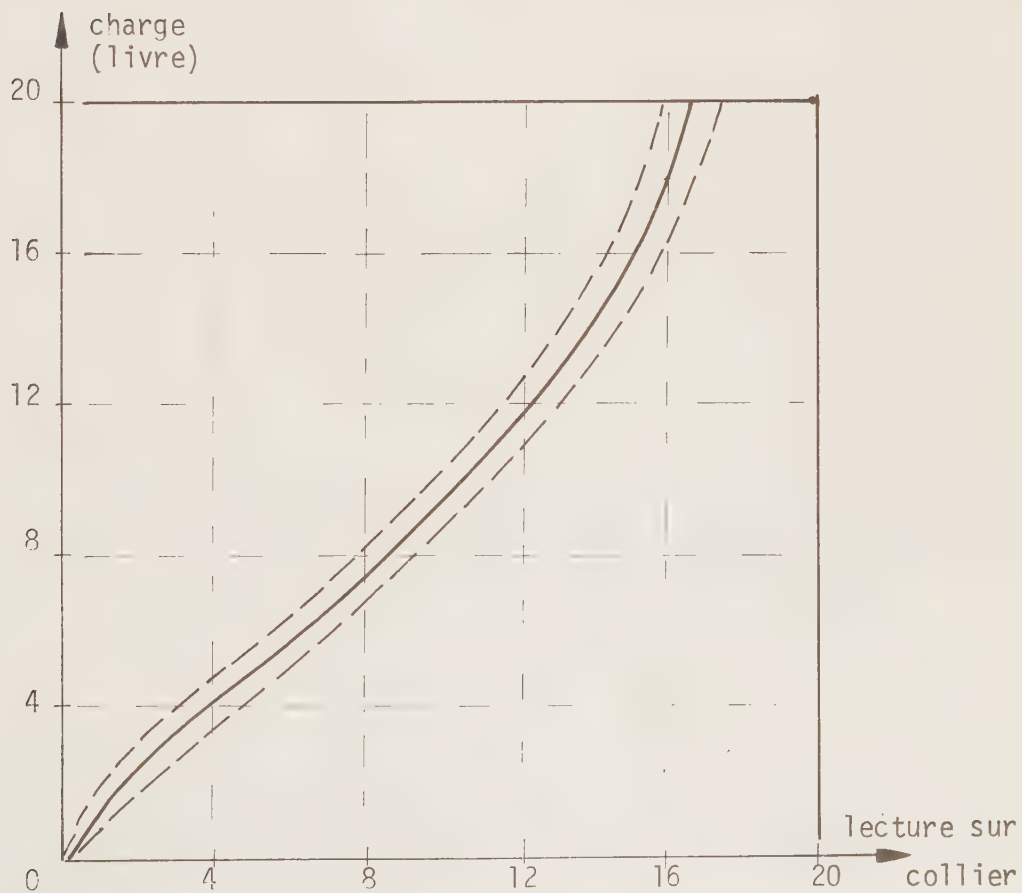
a) METHODES EMPLOYEES AVEC LES BOULONS A ANCRAGE PONCTUEL

Ces méthodes permettent, en utilisant différents appareils, de déterminer la tension du boulon au niveau de la plaque. En voici quelques exemples :

FIG 12



- Collier gradué pour le tampon en caoutchouc -



- Courbe d'étalonnage du tampon en caoutchouc -

- tampon en caoutchouc

Cet appareil a été mis au point par le US BOM et la Compagnie Goodyear (24). Il est constitué par un anneau de caoutchouc inséré entre deux plaques d'acier. L'ensemble est monté entre la plaque du boulon et son écrou. La mesure consiste à déterminer la variation de diamètre, à l'aide d'un collier gradué, (fig. 12) de l'anneau de caoutchouc. La précision de l'appareil est de 1/2 tonne. Cet appareil a été souvent employé dans les mines (25, 26, 27).

- indicateur T 800

Cet appareil, mis au point par R.A. Gardner (28), est constitué par une plaque d'acier à ressort concave de 20 cm de surface et de 2,5 mm d'épaisseur. Cette plaque est percée en son centre pour laisser passer le boulon. L'indicateur, placé entre la plaque et l'écrou du boulon, s'applatit pour une tension de 3,6 T.

- anneaux métalliques

On utilise ici la déformation d'un anneau métallique (fig. 13), situé entre la plaque et l'écrou du boulon pour déterminer la tension du boulon. On peut mesurer la déformation de l'anneau, soit avec des jauges électriques, soit avec un comparateur (27).

- cellules électriques

Ce sont des cylindres d'acier sur lesquels ont été collées des jauges électriques. Connaissant les caractéristiques de l'acier employé, on en déduit immédiatement la tension des boulons. Cette méthode est très précise et a été employée par de nombreux chercheurs (26-29-30-41-43).

- clé dynamométrique

L'emploi de la clé dynamométrique pour déterminer la tension du boulon est le moyen le plus commode car il ne nécessite nullement d'intercaler, dès la pose du boulon une pièce de mesure entre l'écrou et la plaque. C'est pourquoi l'utilisation de la clé dynamométrique s'est très vite

répandue (31-32-33-34-1). Malheureusement, ce procédé est très peu fidèle ; en effet, la tension induite dans le boulon par le couple appliqué à l'écrou dépend énormément de l'état du filetage et de l'état de surface des plaques.

Ces différentes mesures permettent de vérifier constamment la tension du boulon et donc de contrôler son efficacité. En effet, un boulon à ancrage ponctuel, subissant une contrainte de traction trop forte risque de rompre et un boulon ayant une contrainte trop faible ne comprime pas suffisamment les terrains et ne remplit pas son rôle. Ces mesures sont donc adaptées à contrôler le rôle du boulon à ancrage ponctuel.

b) METHODES EMPLOYEES AVEC LES BOULONS A ANCRAGE REPARTI

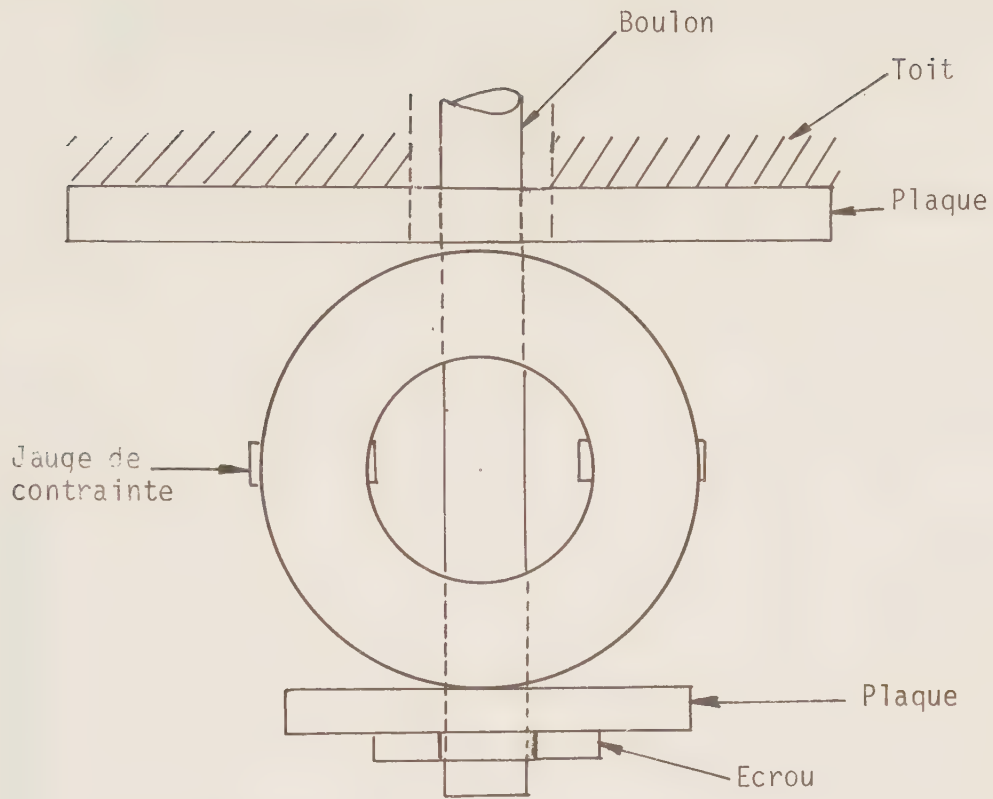
Comme nous l'avons déjà signalé, la tension du boulon au niveau de la plaque est indépendante de la répartition des tensions le long de la tige (fig. 14). Il faut donc étudier directement la tension du boulon sur toute la tige ou du moins en différents points.

Cette méthode a été mise au point par MM. TINCELIN et SCHUERMANN et par le Centre de Recherches des Charbonnages de France. Comme aucune publication n'est parue sur ce sujet, nous fondons l'exposé de cette méthode sur des entrevues avec les différents chercheurs et sur notre expérience personnelle.

Le principe en est de mesurer les contraintes de traction dans le boulon à l'aide de jauges collées en différents points de la tige. Les jauges collées sur la surface du boulon s'allongent en même temps que la fibre du boulon et cette déformation se traduit par une variation de résistance de la jauge.

La méthode consiste à mesurer la variation de résistance de jauges ; on utilise pour cela un pont d'extensométrie. Ce pont est constitué autour d'un pont de Wheatstone dont la résistance variable est directement graduée en micro déformation. Une micro déformation

FIG 13



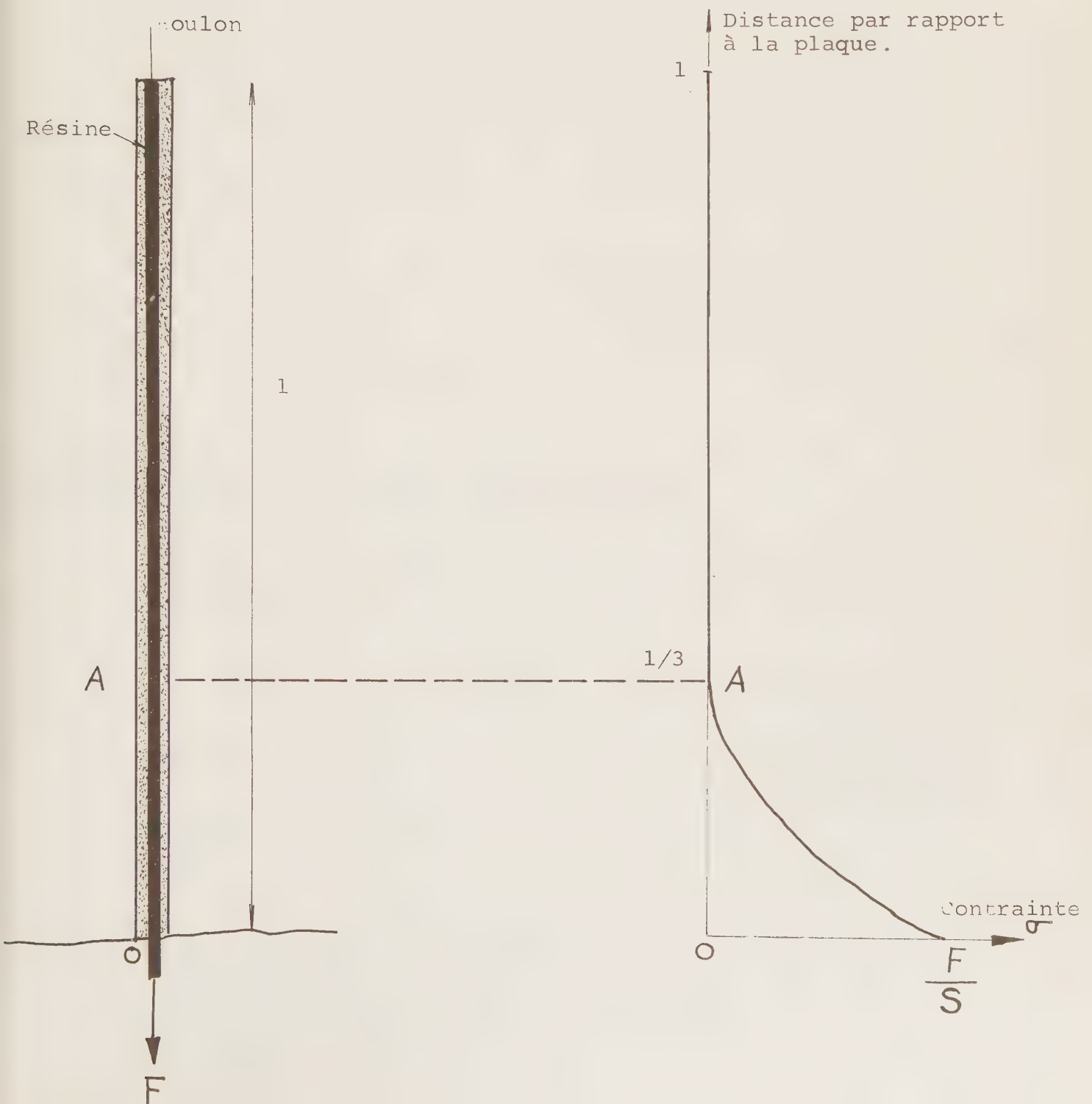
ANNEAU METALLIQUE AVEC JAUGES DE CONTRAINTE



COURBE D'ETALONNAGE D'UN ANNEAU METALLIQUE

FIG 14

— REPARTITION DES CONTRAINTES DANS UN BOULON A ANCRAGE REPARTI
SOU MIS A UNE TRACTION A SON EXTREMITE —
(D"après E. TINCELIN.)



correspond à un allongement relatif de la jauge de 10^{-6} . La principale difficulté que présente cette technique est d'assurer un parfait isolement des jauges.

Les boulons munis de ces jauges ont été fabriqués pratiquement de la même manière que ce soit par le laboratoire de Fontainebleau (dirigé par E. TINCELIN) ou par M. SCHUERMANN ou par le laboratoire de Verneuil du CERCHAR. Nous présenterons dans la deuxième partie de notre étude cette méthode de mesure avec beaucoup plus de détails puisque nous l'avons employée. Jusqu'à présent cette méthode n'a pas débouché sur un contrôle du boulonnage. Les raisons de cet échec sont à notre avis doubles :

- 1) la connaissance de la tension des boulons de façon ponctuelle ne rend pas compte de l'état général du boulon ;
- 2) la méthode de mesure est très lourde et ne peut être appliquée systématiquement.

IV.2. - MESURE DU COMPORTEMENT DES TERRAINS BOULONNES

Ces mesures ne visent pas directement à déterminer l'état du boulon (cassé ou non) mais ont pour objectif de déterminer la "tenue" du toit boulonné.

Parmi les mesures employées pour contrôler une voie boulonnée, il y a les mesures qui permettent de contrôler la tenue d'une voie en général et les mesures qui se sont développées pour les voies boulonnées. Dans ce qui suit, nous ne traiterons que des mesures spécifiques aux voies boulonnées. Ces mesures visent surtout à caractériser l'état interne du toit.

Lorsqu'une voie est creusée, il se produit dans le toit de celle-ci des fissures qui ont tendance à s'ouvrir. La présence de ces fissures entraînant la dégradation des roches, il est fort utile, soit de mesurer directement les fissures, soit de mesurer les conséquences des fissures sur le toit.

a) MESURE DIRECTE

Cette mesure est obtenue en examinant à l'aide d'un appareil spécial (l'endoscope) un trou foré dans le toit. Un opérateur peut alors relever l'emplacement des fissures et apprécier leur importance. Comme nous avons utilisé cet appareil, nous le décrirons avec plus de détails dans la deuxième partie de cette étude. L'appareil est utilisé depuis assez longtemps dans les mines de Fer par E. TINCELIN pour déterminer la hauteur de la zone fissurée. E. TINCELIN pense que, tant que cette zone ne dépasse pas le tiers de la largeur de la voie, le toit ne présente aucun danger. Nous verrons plus tard que cette remarque n'est pas applicable aux mines de charbon.

b) MESURE INDIRECTE

La fissuration entraîne une dilatation du toit et c'est cette dilatation qui est l'objet de ces mesures indirectes (ou mesures d'expansion).

Le principe de la mesure est de déterminer la différence d'affaissement entre le banc superficiel du toit et un banc profond. En général, on mesure l'expansion entre le banc superficiel et le banc situé à la profondeur du boulonnage. Plusieurs méthodes peuvent être envisagées, toutes reposent sur la mesure de la variation de distance entre ces deux bancs.

Ces méthodes ont essentiellement été mises au point en France, soit dans les Mines de Fer, soit dans les Houillères.

- Dans les Mines de Fer de Lorraine (87-1-14)

soit on ancre un boulon à 2,20 m de profondeur dans le toit et on mesure la variation de longueur de la partie du boulon sortant du trou à l'aide d'un comparateur que l'on fixe au toit par l'intermédiaire de 3 broches métalliques, soit on tend une corde de piano entre les deux extrémités du trou et on mesure la variation de longueur de la corde par la méthode

des cordes vibrantes. Dans les deux cas, la précision de la mesure est de l'ordre du 1/100 de millimètre mais ces méthodes ne permettent pas de mesurer de fortes expansions des bancs.

- Dans les Houillères Françaises, deux méthodes sont utilisées. La première consiste à ancrer dans le toit une broche de 25 ou 30 cm de longueur et un boulon de 2,20 m ou plus de longueur et dans le mur une broche de 30 à 40 cm. On mesure d'une part le rapprochement des deux broches (convergence superficielle) et d'autre part le rapprochement (convergence profondeur) du boulon et de la broche du mur à l'aide d'une tige graduée coulisant dans un tube. L'expansion du toit est alors déterminée par la différence entre la convergence profonde et la convergence superficielle.

La deuxième méthode consiste à ancrer au fond d'un trou, foré dans le toit, une broche en bois à laquelle on a accroché un fil d'acier (fig. 36). Une autre broche en bois percée en son milieu est ancrée à l'autre extrémité du trou. Le fil d'acier traverse la broche superficielle et l'on mesure la variation de longueur du fil restant à l'extérieur du trou.

Cette variation de longueur détermine la variation de distance entre la broche profonde et la broche superficielle, donc détermine l'expansion du toit entre le banc superficiel et le banc dans lequel est ancré la broche profonde.

Dans un cas comme dans l'autre, la précision de la mesure est de l'ordre du millimètre mais ces méthodes permettent de mesurer de fortes expansions.

L'une et l'autre de ces deux méthodes sont parfaitement adaptées à l'usage qu'on en fait puisque dans les Mines de Fer, les expansions sont faibles (de l'ordre de 2 à 10 mm) et dans les Houillères les expansions sont plus fortes (de 10 à 100 mm ou même plus).

Ces mesures d'expansion ont également été employées ailleurs qu'en France. Nous trouvons dans des articles de R. Stefanko et R. de la Cruz (35) pour les USA et du Central Mining Research Station de Dhaubad (36) pour les Indes des descriptions de méthodes permettant la mesure de l'expansion du toit. Ces méthodes sont identiques à celles employées en France, mais compte tenu du peu d'importance que leur donnent ces chercheurs, nous pensons qu'elles sont peu utilisées. En Allemagne, la mesure de l'expansion du toit n'est employée que dans quelques voies comme en témoigne l'article de SCHUERMANN (13).

Cette méthode de mesure a très rapidement débouché sur un contrôle systématique des voies boulonnées. La règle de contrôle a été mise au point en 1967 dans les Houillères françaises.

L'expansion des terrains boulonnés, sur une épaisseur de 2,20 à 2,40 m, est systématiquement mesurée. Le seuil de sécurité est fixé à 50 mm. Cette valeur a été justifiée par les essais de traction décrits précédemment, où l'on simule l'effet d'un plan de décollement sur le boulon. La rupture du boulon s'est toujours produite pour un décollement supérieur à 100 mm. A partir de ce résultat, le coefficient de sécurité a été pris égal à 2 et le seuil d'expansion fixé à 50 mm. La marge de sécurité, justifiée de cette façon, est très grande car en général l'expansion est due à plusieurs décollements de bancs et bien souvent le boulon glisse dans les terrains. Nous verrons plus tard comment nous avons vérifié l'efficacité de ce seuil.

V LA RECHERCHE

La recherche en matière de boulonnage peut s'effectuer, soit un situ, soit au jour.

In situ, l'objectif des chercheurs est d'observer le mécanisme d'affaissement du toit boulonné, de le comparer à l'affaissement du toit d'une voie non boulonnée.

Au jour, le chercheur peut soit recréer les phénomènes qui se passent au fond en constituant des maquettes, soit calculer un modèle mathématique, en souhaitant qu'il se rapproche le plus possible de la réalité.

Dans ce chapitre nous allons rapporter ces différentes méthodes de recherche.

V.1 - LA RECHERCHE IN SITU

Nous rapportons ici une méthode d'observation de l'affaissement du toit boulonné et deux méthodes de comparaison d'affaissement. Ces méthodes ont été mises au point au Laboratoire de Mécanique des Terrains Houillers de l'Ecole des Mines de Nancy.

a) METHODE D'OBSERVATION

Cette méthode de mesure a pour principal objectif de décrire les déformations des terrains aux alentours d'une voie boulonnée et surtout, celles des différents bancs du toit. Nous rapporterons ici un résumé d'une étude effectuée par C. CHAMBON et J.-F. RAFFOUX en collaboration avec les Ingénieurs des Houillères du Bassin de Lorraine. (44).

Le soutènement de la voie étudiée était composé de cintres et dans une zone de 30 m de long un boulonnage additionnel a été effectué. Les boulons ont été posés dans la moitié de la zone boulonnée, suivant un schéma de type divergent et dans l'autre moitié de la zone suivant un schéma de type convergent.

Pour étudier les déformations des terrains dans les zones seulement cadrées et dans les zones cadrées munies d'un boulonnage divergent ou convergent additionnel, 6 stations de mesures ont été implantées (deux dans chaque zone) (fig. 15). Chaque station comportait 12 broches dans le toit ancrées en quatre positions (A, B, C, D) à trois niveaux (0,70 m, 2,00 m, 4,50 m) au-dessus du toit de la veine de charbon. Toutes les broches sont placées perpendiculairement aux bancs et chaque extrémité libre des broches est nivelée par rapport à un point fixe situé en-dehors de l'influence de l'exploitation. La détermination des déplacements vrais (c'est-à-dire perpendiculairement aux épontes) a été obtenue en divisant les déplacements verticaux (obtenus par nivellement) par le cosinus de l'angle du pendage.

Ces mesures ont permis de déterminer la déformation du banc superficiel et l'expansion entre chaque banc (différence d'affaissement de ces bancs).

Pour étudier comment les déplacements de ces différents points de mesures étaient liés entre eux, un graphique (fig. 15) a été établi en portant les déplacements de chacun des points, en fonction de ceux, aux mêmes instants, d'un point pris comme référence : le point A du niveau 4,50 m. Le graphique est effectué pour chaque station. Son observation a permis de déterminer 3 phases dans la déformation du toit.

- Phase I : elle correspond à l'avant passage de la taille : -20 à -2 m
(- 2 m correspond à la niche de pied)
- Phase II : c'est la phase correspondant au passage de la taille :
- 2 m à + 15 m
- Phase III : c'est la phase correspondant à l'après passage : après 15 m et jusqu'à la fin de l'exploitation.

FIG 15

STATION DE MESURE DES DEFORMATIONS
A DIFFERENTS NIVEAUX

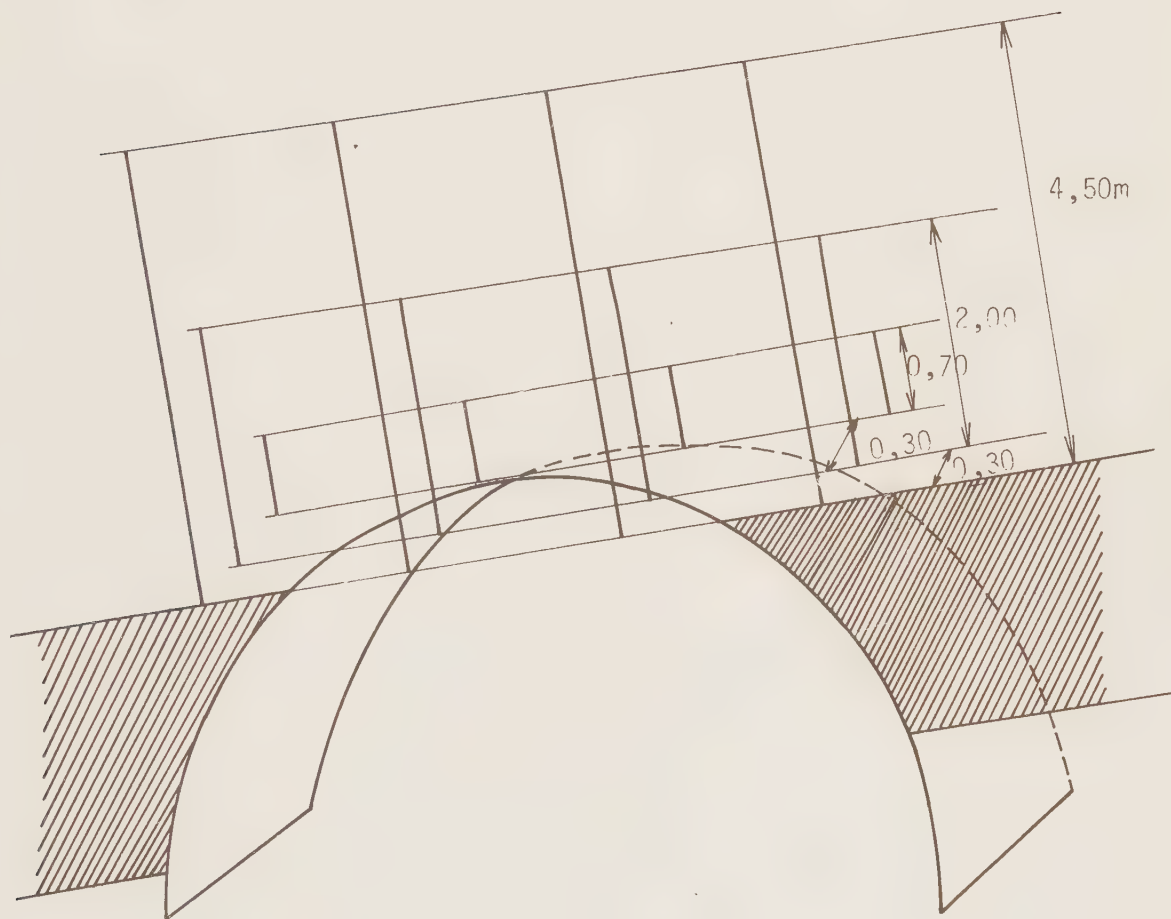
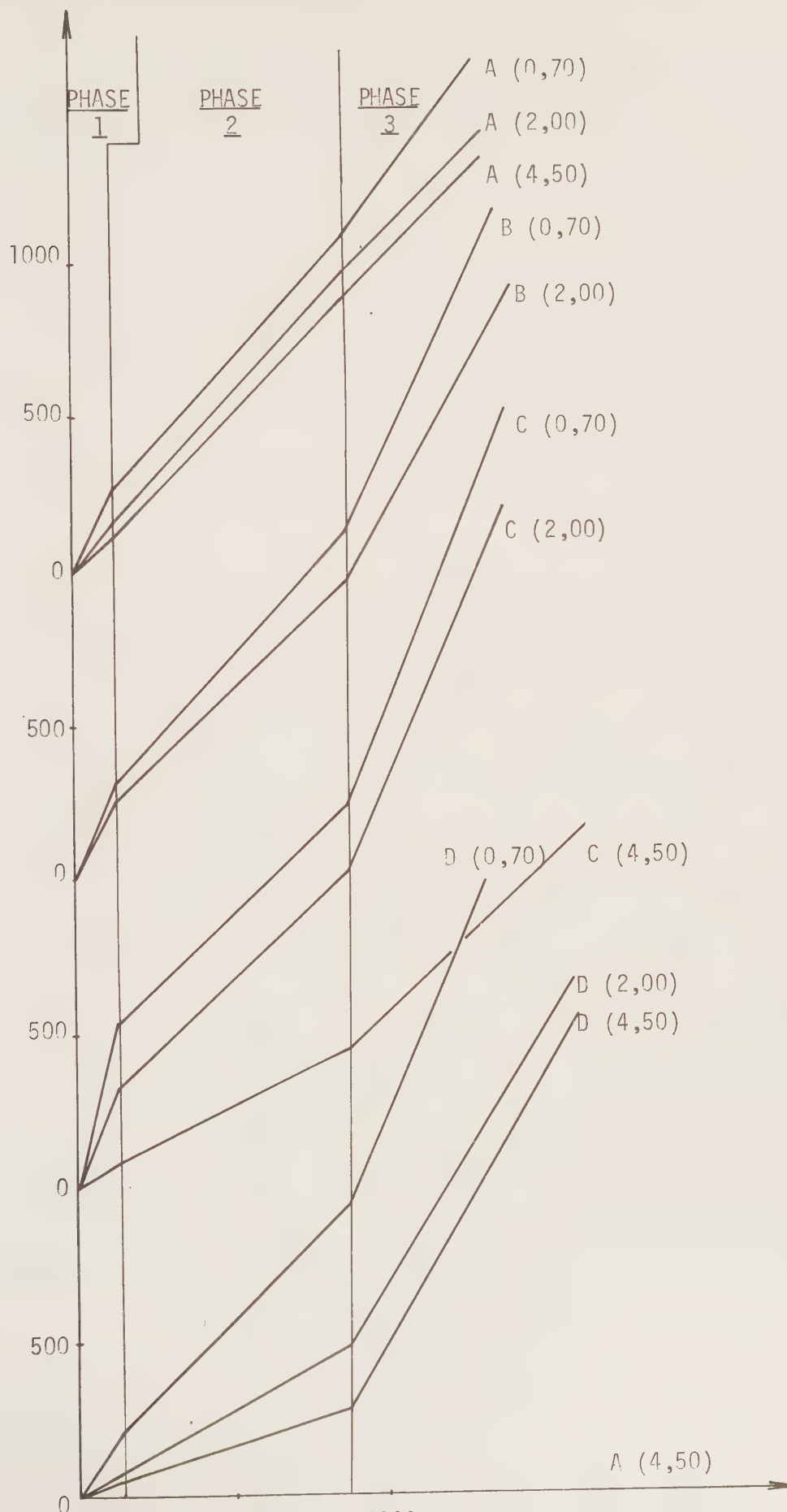


FIG 16

LA HOUE ENE 600 . LIAISONS ENTRE LES DEPLACEMENTS DES
DIFFERENTS POINTS (Station 10)



Les mécanismes d'affaissement de chacune de ces phases ont été étudiés en tenant compte des deux appuis du toit et de la fissuration du massif.

De cette analyse, il ressort :

1. Un feuilletage des bancs du toit et une amorce de flambage se produit dans les bancs du toit. Pendant la phase d'avant passage, les bancs du toit en appui de chaque côté sur le massif en place sont soumis à des contraintes de cisaillement provoquées par la fissuration du massif.
2. Pendant la phase de passage, le retrait par l'exploitation de l'appui constitué par le massif amont provoque un basculement des bancs du toit.
3. Pendant la dernière phase, la dame de remblai offre une résistance à la compression suffisante pour freiner l'affaissement du toit du côté exploité. Les contraintes de cisaillement existant toujours, les bancs du toit se feuilletent davantage.

b) COMPARAISON ANALYTIQUE

Pour caractériser l'influence du boulonnage sur la tenue d'une voie, on peut étudier simultanément la déformation de plusieurs zones d'une même voie, alternativement boulonnées puis cadrées.

La comparaison porte alors sur les mesures effectuées dans chacune des zones. La méthode de comparaison peut être analytique ou statistique.

La méthode analytique porte sur les mesures que nous avons définies plus haut (convergence et expansion). Elle consiste à tracer pour chaque zone les graphiques représentés figure 17. On distingue nettement les trois phases et, phase par phase, l'action du boulonnage. Sur cet exemple on observe que pendant :

- la phase d'avant passage (fig. 17 a), l'action du boulonnage se manifeste surtout sur les terrains boulonnés, c'est-à-dire entre le toit de la veine et le niveau 2 m. Le boulonnage a évité l'amorce de cassure que l'on voit apparaître dans la zone simplement cadrée.
- la phase de passage (fig. 17 b), l'action du boulonnage gagne les bancs plus profonds en réduisant l'expansion de ces bancs. Les déformations superficielles sont réduites de 25 % par l'adjonction des boulons.
- la phase d'après passage, l'action du boulonnage est moins nette et les déformations superficielles dans les zones boulonnées ne sont réduites que de 10 % par rapport à la zone non boulonnée

c) COMPARAISON STATISTIQUE

Le nombre des mesures étant important - il faut alors qu'elles soient simples à réaliser - la méthode de comparaison sera fondée sur la méthode des plans d'expériences. Le plan d'expérience type pour comparer deux modalités A et B d'un même facteur comprend successivement et alternativement des zones de modalité A et des zones de modalité B. La répétition des différentes modalités permet de se mettre à l'abri d'une éventuelle variation des caractéristiques des roches le long de la voie.

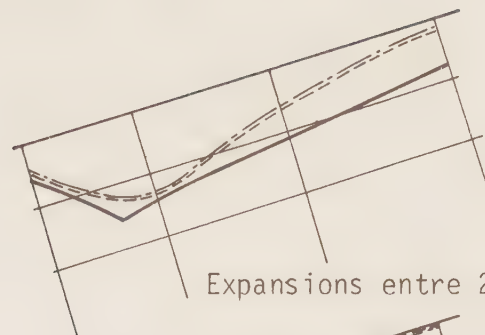
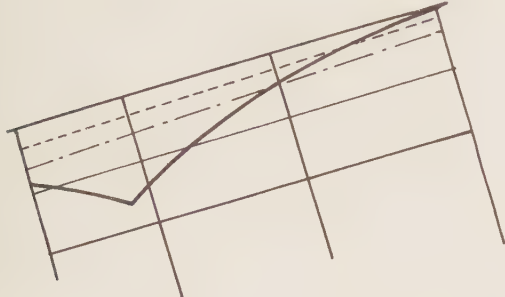
Dans chaque zone plusieurs stations de mesures caractéristiques du comportement de la voie sont implantées.

Pour illustrer cette méthode, nous allons rapporter une étude faite par B. SCHWARTZ (43). Le problème posé était la comparaison entre le comportement d'une voie soutenue par boulonnage et cadres en bois et le comportement d'une voie soutenue par cintres. L'expérience s'est déroulée dans une voie du bassin de Carmaux. Le soutènement a été successivement constitué pendant 25 m^(*) par des cintres (modalité A) puis pendant 30 mètres par du boulonnage et cadres en bois (modalité B). L'ensemble de ces deux modalités a été ensuite répété une fois :

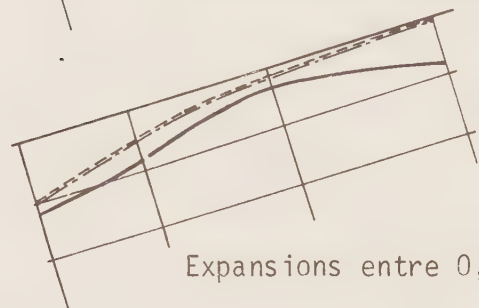
(*) La longueur de chaque zone est fixée en tenant compte de l'évolution périodique de l'amplitude des déformations le long d'une voie, de telle sorte qu'une zone recouvre une période complète (47).

FIG 17

Expansions entre 0,70 et 2,00m



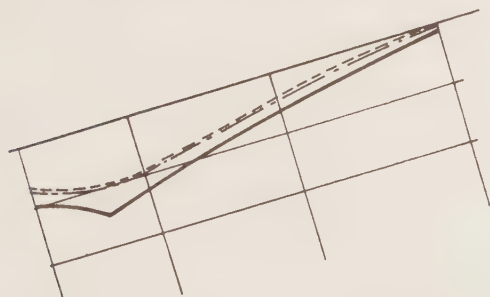
Expansions entre 2,00 et 4,50m



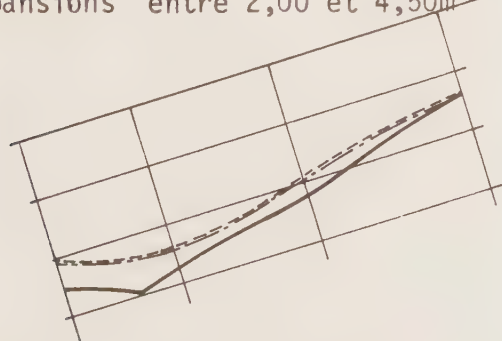
Expansions entre 0,70 et 2,00m

Déformations du banc superficiel à 0,70 m.

a - EXPANSIONS ET DEFORMATIONS DANS LA PHASE AVANT PASSAGE (-20 à -2m)

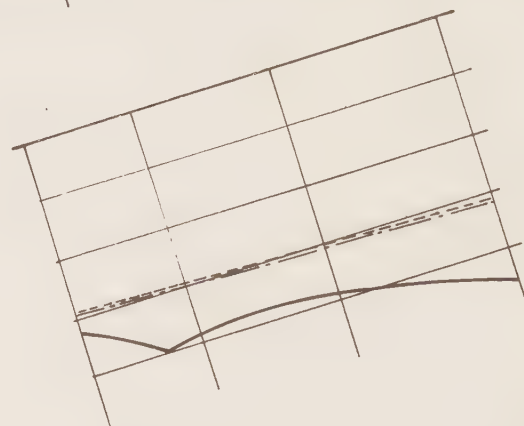


Expansions entre 2,00 et 4,50m



Déformations du banc superficiel à 0,70m

c - EXPANSIONS ET DEFORMATIONS DANS LA PHASE APRES PASSAGE (+15 à 50m).



Déformations du banc superficiel à 0,70m.

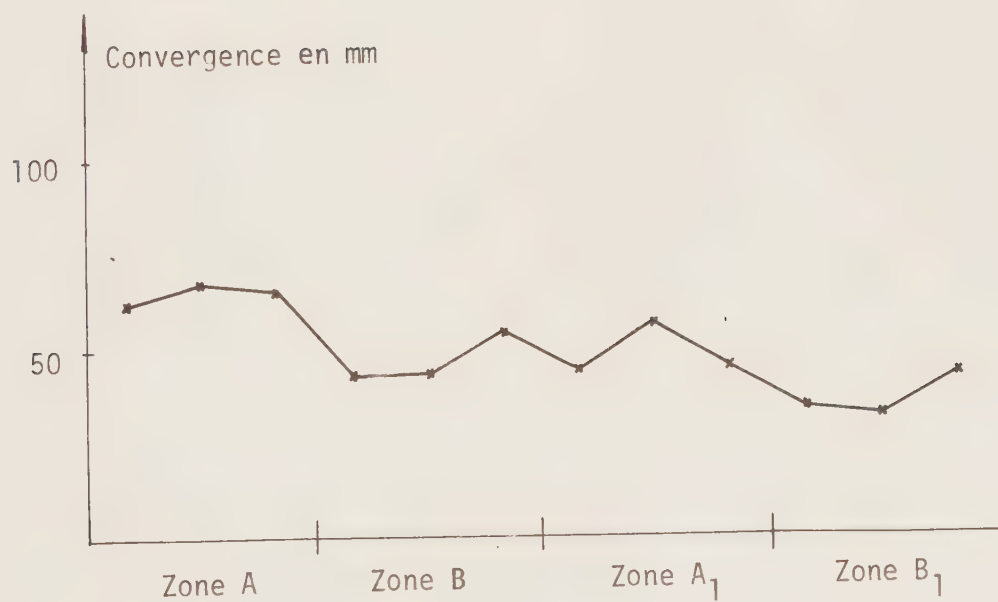
b - EXPANSIONS ET DEFORMATIONS DANS LA PHASE PASSAGE (-2m à +15m).

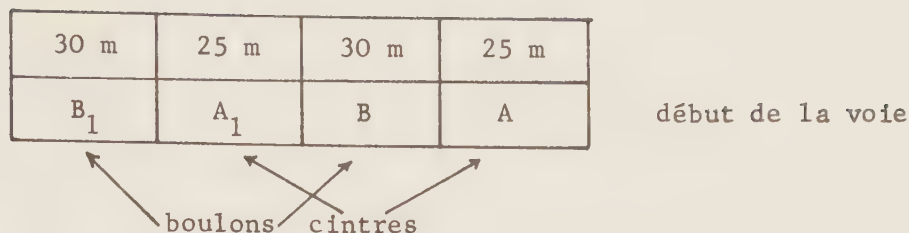
FIG 18

COMPARAISON DE DEUX TYPES DE SOUTÈNEMENT

A et A_1 = Cintres

B et B_1 = Cadres bois + boulonnage





La mesure choisie pour représenter la déformation de la voie a été la mesure de convergence. La convergence représente le rapprochement entre un point du toit et un point du mur. Ces points sont matérialisés par des broches en bois. Dans une même section de voie ont été implantées 5 broches au toit et quatre au mur dès leur découverte au creusement. Cet ensemble de broches permet de relever 6 mesures de convergence différentes.

Le paramètre de comparaison choisi a été la moyenne des mesures des convergences au bout de 14 jours.

La figure 18 représente l'évolution de ce paramètre pour les différentes sections de mesure le long de la voie. Le dépouillement de ce plan d'expérience a été fait en utilisant la méthode de l'analyse de la variance à deux facteurs et répétition. En effet, on considère que la variation du paramètre entre les deux zones A et A_1 ou entre les deux zones B et B_1 est due à l'influence d'un facteur : le facteur "terrain."

Le tableau des mesures se présente donc de la manière suivante :

facteur terrain facteur soutènement	T_1				T_2			
	mesures			moyenne	mesures			moyenne
	1	2	3		1	2	3	
S_1	62	66,8	65,8	65	44,3	56	45,6	48,7
S_2	43,3	43,2	54,7	47	34	31,8	41,8	35,9

Que ce soit pour construire une maquette ou pour fonder une théorie, il est nécessaire de faire des hypothèses de base. Elles sont au moins au nombre de trois :

- les hypothèses relatives au comportement de la roche (élastique, plastique, élastofragile, pulvérulente, etc ...) ;
- les hypothèses relatives aux conditions aux limites, c'est-à-dire l'état de contrainte avant le creusement de la voie ;
- les hypothèses relatives à l'action du boulon :
 - . frettage des bancs du toit
 - . suspension des bancs superficiels à des bancs profonds plus solides
 - . transmission de contraintes de compression dans le toit.

En fait pour simplifier soit la réalisation des maquettes, soit le déroulement des calculs, on est souvent amené à introduire les hypothèses supplémentaires relatives au mécanisme de déformation d'une voie. C'est ainsi que PANEK, BUSCHMANN et TINCELIN supposeront que le toit d'une voie se déforme comme une poutre encastrée et que KOLAR et les chercheurs des pays de l'Est supposeront que la déformation d'une voie est liée à la formation d'une voûte au-dessus de la voie. Nous rapporterons successivement les études fondées sur la théorie des poutres, sur celle des contraintes existant dans le toit, puis sur celle des voûtes et en dernier lieu la seule étude qui n'introduise aucune hypothèse supplémentaire : l'étude de Mac Niven et Ewoldsen. Ces deux chercheurs ont résolu numériquement les équations de la mécanique des milieux continus dans le cas d'une voie circulaire boulonnée.

a) LES MAQUETTES DE POUTRES

Devant l'impossibilité de réaliser une similitude parfaite entre la voie et la maquette, les chercheurs ont construit des maquettes fondées sur des hypothèses relatives aux déformations de la voie et à la stratification. Nous verrons des modèles où le toit de la voie est constitué par une poutre feuilletée ou non, encastree sur les parements ; cette poutre est chargée soit verticalement, soit horizontalement. D'autres modèles seront représentés par des poutres reposant sur des appuis simples et chargés en deux points de leur surface ; le dernier modèle sera constitué par une plaque élastique percée en son milieu et chargée suivant deux directions orthogonales.

Dans ce qui suit, nous allons étudier successivement ces différentes maquettes en utilisant l'ordre chronologique de création.

1) Maquette du Bureau of Mines (B.O.M.)

Nous allons d'abord décrire la maquette réalisée par le Bureau of Mines (38-39-40-41-42). Le modèle à l'origine de cette maquette consiste à considérer le toit d'une voie comme une superposition de bancs de même épaisseur et de différentes rigidités sans aucune force de contact entre eux. Cet ensemble de bancs est encastree (au sens de la résistance des matériaux) au-dessus des parements de la voie. Le seul effort auquel est soumis le toit de la voie est le poids des terrains sus-jacents, c'est-à-dire qu'aucune force latérale n'agit sur le toit de la voie. La figure 19 montre une réalisation de cette maquette : on distingue nettement les différents bancs ; le banc supérieur plus épais sert uniquement à conserver au paquet de bancs une épaisseur constante. La charge est obtenue par rotation de l'ensemble.

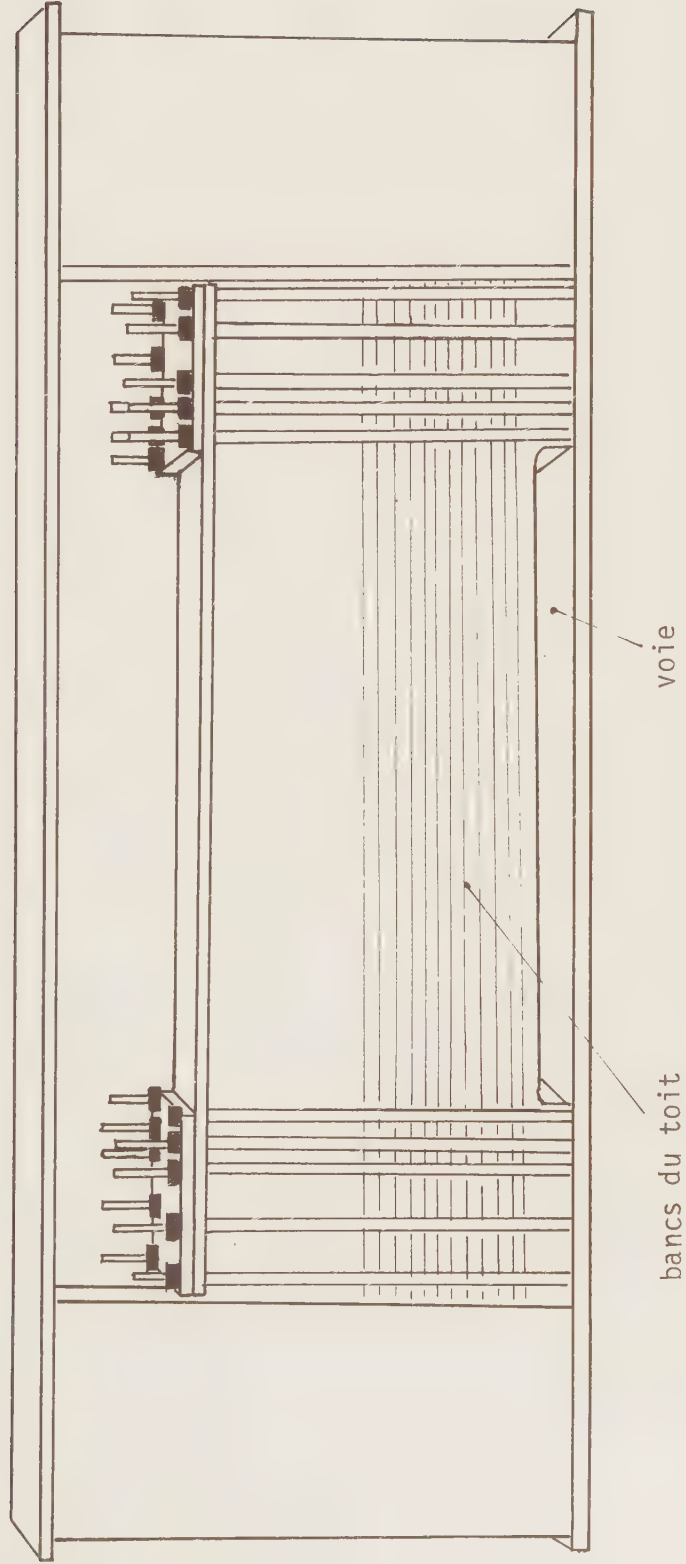
Appelons n : la vitesse de rotation en nombre de tours/seconde

g : l'accélération de la pesanteur

r : le rayon de rotation, c'est-à-dire la distance séparant un volume élémentaire de l'axe de rotation.

FIG 19

- MAQUETTE DU BUREAU OF MINES -



Dans ce cas, l'accélération due à la rotation vaut : $4 \pi^2 r n^2$; le coefficient K de charge due à la rotation (par rapport à une charge statique) vaut donc $K = 4 \pi^2 r n^2 / g$ en utilisant des pouces pour r et des pieds pour l'accélération de la pesanteur, on obtient la formule : $K = \pi^2 r n^2 / 3 g$.

- Réalisation de la maquette :

Le matériau utilisé pour représenter les bancs du toit est en général du calcaire bien que les résultats soient indépendants du matériau selon PANEK . La portée de la poutre, c'est-à-dire la largeur de la voie, est de 12 pouces (30,4 cm) et l'épaisseur totale des bancs de 6 pouces (15,2 cm). La largeur de la maquette représente la distance séparant deux rangées de boulons. Les boulons sont coupés dans du fil d'acier de 1/16 pouce de diamètre (1,6 mm).

- Principe de l'étude :

Le paramètre utilisé est la moyenne des déformations (mesurée par des jauges de contraintes collées à une distance des parements de la maquette égale au 1/16 de la largeur de l'ouverture) relevées sur la face supérieure et inférieure du banc superficiel simulant le toit de la voie.

Le but est de connaître l'influence du boulonnage sur un toit de mine, c'est-à-dire la différence des déformations entre un toit boulonné et un toit non boulonné et de déterminer l'influence de facteurs du boulonnage sur le gain apporté par le boulonnage. Soit $\Delta \epsilon$ (L/16) ce gain (ϵ étant la déformation ; le signe Δ exprimant une différence ; L/16 précisant que cette différence a été relevée au seizième de la largeur de la voie côté parement) $\Delta \epsilon$ dépend de différents facteurs et en utilisant l'analyse dimensionnelle on obtient :

$$\Delta \epsilon_{L/16} = f \left(\frac{KWL}{E}, \frac{L}{t}, \frac{L}{b}, N, \frac{P}{EL^2}, \frac{h}{t} \right) \text{ avec}$$

K : facteur de charge

W : masse volumique des roches

L : largeur de la voie

E : module d'élasticité de la roche

t : épaisseur des bancs boulonnés

b : espacement des rangées de boulons

N : nombre de boulons par rangées

P : tension des boulons

h : longueur des boulons

Afin de déterminer cette fonction, le B.O.M. a effectué 92 essais en faisant varier les différents facteurs. L'analyse de ces résultats a permis de montrer que la fonction f pouvait se mettre sous la forme d'un produit des puissances des différents facteurs sans dimension, d'où :

$$\Delta \epsilon_{L/16} = A \cdot \left(\frac{KWL}{E} \right)^{c_1} \cdot \left(\frac{L}{t} \right)^{c_2} \cdot \left(\frac{L}{b} \right)^{c_3} \cdot (N)^{c_4} \cdot \left(\frac{P}{EL^2} \right)^{c_5} \cdot \left(\frac{h}{t} - 1 \right)^{c_6}$$

Le remplacement de :

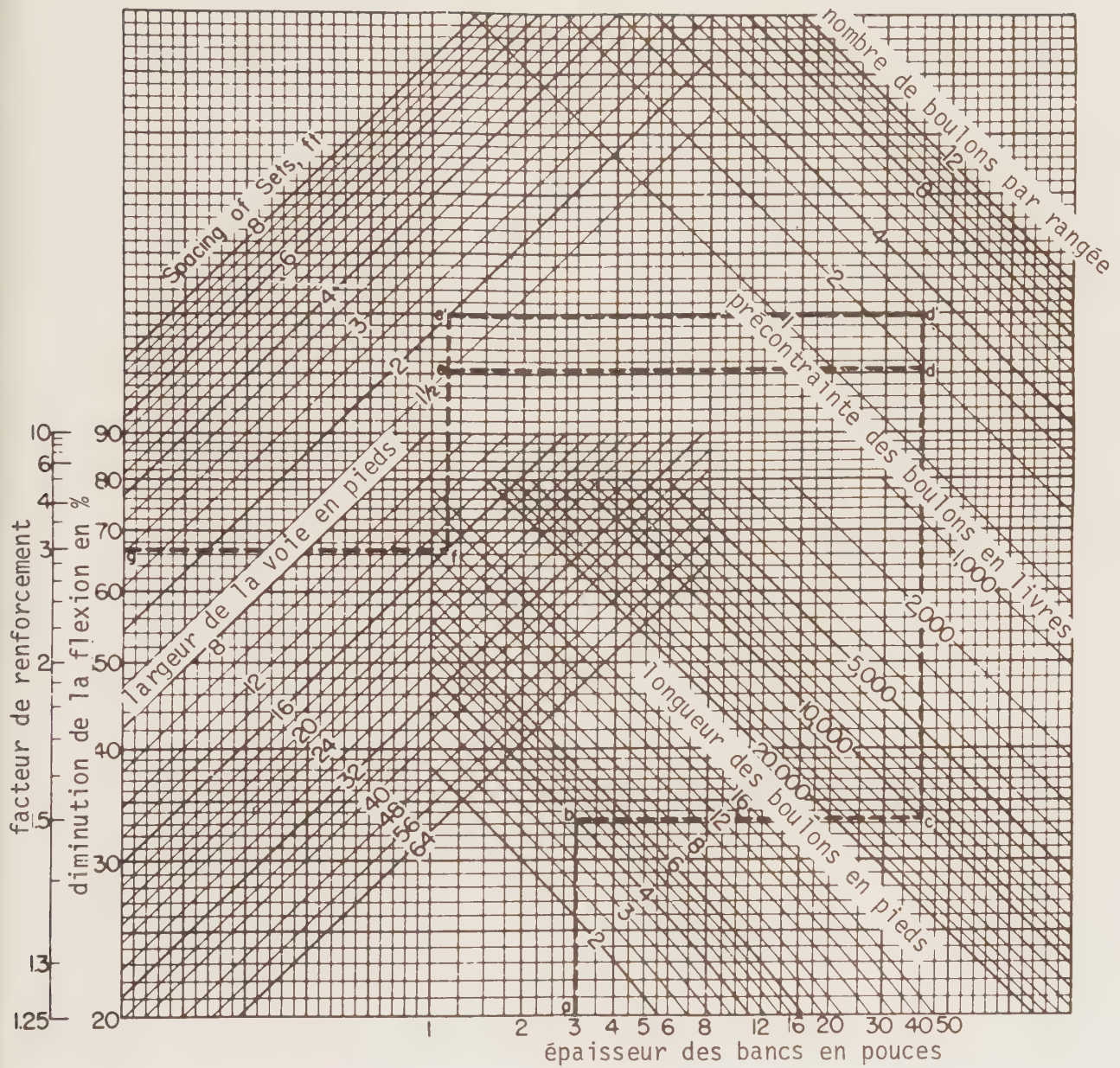
$\left(\frac{h}{t} \right)^{c_6}$ par $\left(\frac{h}{t} - 1 \right)^{c_6}$ provient de la constatation suivante : lorsque les boulons ne pénètrent qu'un seul banc, le renforcement est nul, or $\frac{h}{t}$ détermine le nombre de bancs boulonnés.

Après une analyse statistique on obtient les valeurs des coefficients (résumé dans le tableau ci-dessous) :

	valeur calculée	écart-type	valeur ajustée
C1	0,734	0,046	2/3
C2	0,890	0,153	1
C3	0,528	0,075	1/2
C4	0,325	0,052	1/3
C5	0,388	0,056	1/3
C6	0,329	0,065	1/3
A	0,669		0,858

FIG 20

- ABAQUES DE PANECK -



$$\Delta \varepsilon_{L/16} = f \left(\frac{KWL}{E}, \frac{L}{t}, \frac{L}{b}, N, \frac{P}{EL^2}, \frac{h}{t} \right) \text{ avec}$$

K : facteur de charge

W : masse volumique des roches

L : largeur de la voie

E : module d'élasticité de la roche

t : épaisseur des bancs boulonnés

b : espacement des rangées de boulons

N : nombre de boulons par rangées

P : tension des boulons

h : longueur des boulons

Afin de déterminer cette fonction, le B.O.M. a effectué 92 essais en faisant varier les différents facteurs. L'analyse de ces résultats a permis de montrer que la fonction f pouvait se mettre sous la forme d'un produit des puissances des différents facteurs sans dimension, d'où :

$$\Delta \varepsilon_{L/16} = A \cdot \left(\frac{KWL}{E} \right)^{c_1} \cdot \left(\frac{L}{t} \right)^{c_2} \cdot \left(\frac{L}{b} \right)^{c_3} \cdot (N)^{c_4} \cdot \left(\frac{P}{EL^2} \right)^{c_5} \cdot \left(\frac{h}{t} - 1 \right)^{c_6}$$

Le remplacement de :

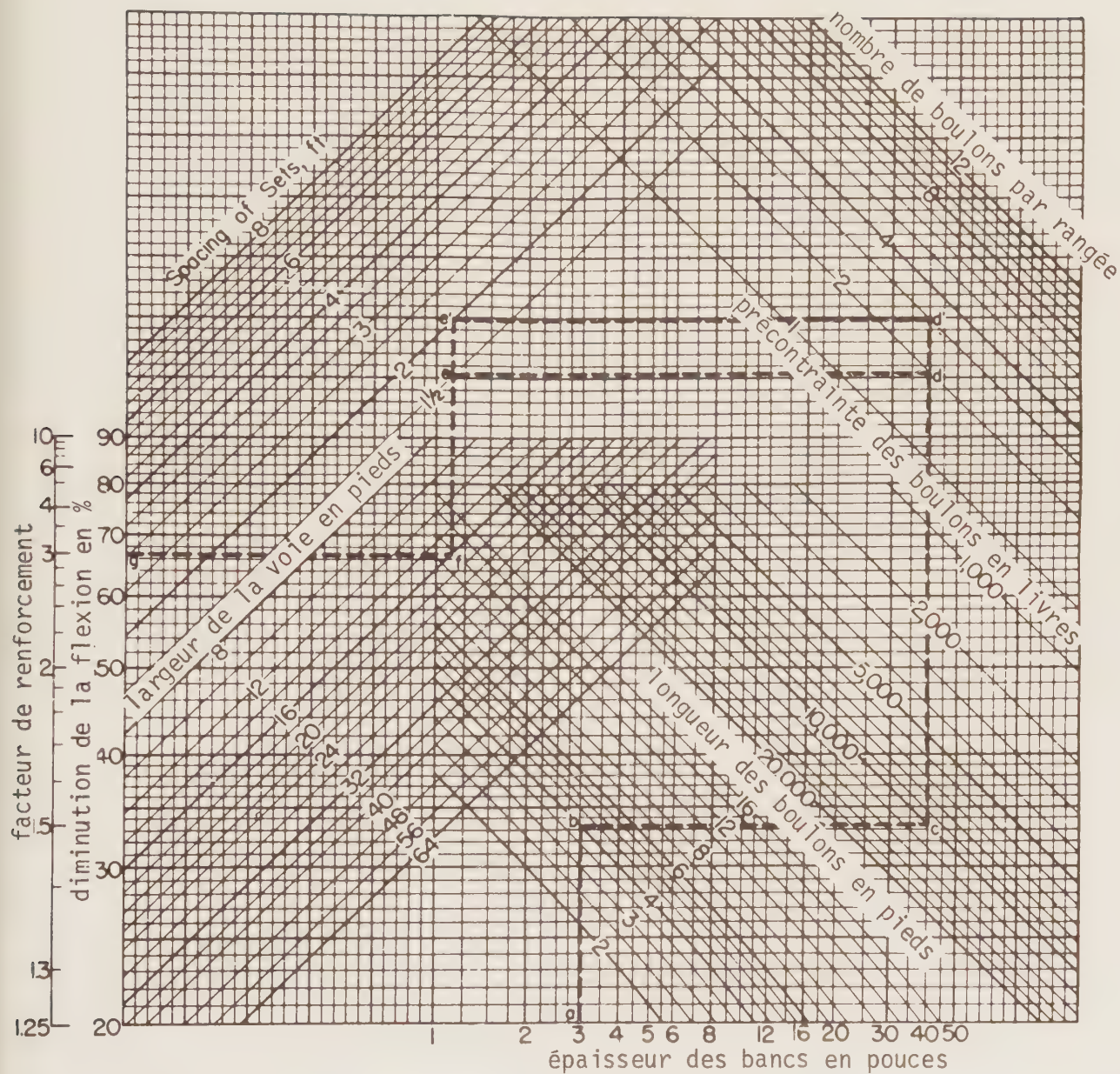
$\left(\frac{h}{t} \right)^{c_6}$ par $\left(\frac{h}{t} - 1 \right)^{c_6}$ provient de la constatation suivante : lorsque les boulons ne pénètrent qu'un seul banc, le renforcement est nul, or $\frac{h}{t}$ détermine le nombre de bancs boulonnés.

Après une analyse statistique on obtient les valeurs des coefficients (résumé dans le tableau ci-dessous) :

	valeur calculée	écart-type	valeur ajustée
C1	0,734	0,046	2/3
C2	0,890	0,153	1
C3	0,528	0,075	1/2
C4	0,325	0,052	1/3
C5	0,388	0,056	1/3
C6	0,329	0,065	1/3
A	0,669		0,858

FIG 20

- ABAQUES DE PANECK -



l'écart type résiduel vaut : $12,3 \cdot 10^{-6}$ pour les valeurs calculées
 $12,4 \cdot 10^{-6}$ pour les valeurs ajustées

On obtient donc :

$$\Delta \varepsilon_{L/16} = 0,0858 \cdot \left(\frac{KWL}{E} \right)^{2/3} \cdot \left(\frac{L}{t} \right) \cdot \left(\frac{L}{b} \right)^{1/2} \cdot (N)^{1/3} \cdot \left(\frac{P}{EL^2} \right)^{1/3} \cdot \left(\frac{h}{t} - 1 \right)^{1/3}$$

Un coefficient de renforcement RF par boulonnage a été défini comme étant le rapport des déformations maximales (c'est-à-dire mesurées au niveau des parements) dans un toit non boulonné et dans un toit boulonné.

$$RF = \frac{\varepsilon_{\max}}{\varepsilon'_{\max}}$$

les symboles primés se réfèrent au toit boulonné ; les symboles non primés se réfèrent au toit non boulonné.

Selon PANEK, on ne commet pas une grande erreur en mesurant les déformations au point situé à $L/16$ du parement. Le coefficient de renforcement devient alors :

$$RF = \frac{\varepsilon_{L/16}}{\varepsilon'_{L/16}}$$

En transformant cette relation, on obtient :

$$RF = \frac{1}{1 - \frac{\Delta \varepsilon_{L/16}}{\varepsilon_{L/16}}} \quad \text{avec} \quad \Delta \varepsilon_{L/16} = \varepsilon_{L/16} - \varepsilon'_{L/16}$$

La détermination de $\Delta \varepsilon_{L/16}$ est donnée plus haut quant à celle de $\varepsilon_{L/16}$ en utilisant la théorie des poutres élastiques, il vient

$$\varepsilon_{L/16} = \frac{0,324 \cdot W \cdot L^2}{E \cdot t}$$

Le coefficient de renforcement dû au boulonnage peut donc se calculer. PANEK a préféré établir une abaque (fig. 20) permettant

de déterminer directement le coefficient de renforcement du boulonnage à partir de :

- l'épaisseur moyenne des bancs
- la longueur des boulons
- la tension des boulons
- le nombre de boulons par rangée
- l'espacement des rangées
- la largeur de la voie

Le trajet a, b, c, d, e, f, g montre un exemple d'utilisation de cette abaque : les caractéristiques de la voie citée en exemple sont les suivantes :

- épaisseur des bancs : 3 pouces (a)
- longueur des boulons : 4 pieds (b)
- tension des boulons : 10.000 Lb (c)
- nombre de boulon par rangée : 2 (d) ou 3 (d')
- espacement des rangées : 1,5 pied (e) ou 2 pieds (e')
- largeur de la voie : 16 pieds (f)
- facteur de renforcement : 3 (soit 68 % de réduction de la flexion du toit) (g).

On remarque tout de suite que pour un même résultat, plusieurs possibilités sont offertes au mineur. En particulier il vaudra mieux rapprocher les rangées de boulons en diminuant le nombre de boulons par rangées, plutôt que d'augmenter le nombre de boulons.

Par exemple, en suivant le trajet a, b, c, d, e, f, g, on utilise 10 % de boulons de moins que pour le trajet a, b, c, d, e', f', g.

Les essais sur maquettes ont donc permis d'établir des modes de boulonnage mais il ne faut pas oublier les hypothèses qui ont permis d'établir cette maquette :

- pas de forces parallèles à la stratification
- déformations élastiques.

C'est dans ce contexte qu'il faut comprendre le jugement de PANEK sur l'ancrage réparti (40) : lors de ses essais, des boulons collés (cemented bolts) et sans tension sont de peu d'effet sur le fléchissement de la poutre. En effet, dans les conditions particulières de cette expérimentation ils ne créent pas de frottement appréciable entre bancs et ne peuvent agir que par suspension des bancs les plus faibles.

2) Maquette du Steinkohlenbergbauverein

Les maquettes réalisées au Steinkohlenbergbauverein par BUSCHMANN sont fondées sur d'autres hypothèses : les déformations du toit sont essentiellement dues aux efforts parallèles à la stratification. Selon EVERLING et BUSCHMANN l'état de contrainte hydrostatique est le plus vraisemblable (pour d'autres auteurs comme KUHN, la contrainte horizontale σ_h est liée à la contrainte verticale σ_v par la formule $\sigma_h = \sigma_v (m - 1)$ où m est le coefficient de Poisson).

Ces maquettes sont constituées en général par environ 50 strates ayant en moyenne 4 mm d'épaisseur. Le coefficient de frottement des strates prises isolément s'élève à 0,9. Pour chaque maquette les strates possèdent la même résistance à la compression. La résistance à la compression des strates élémentaires des maquettes réalisées a varié entre 8 et 120 kg/cm². Chaque strate est découpée suivant un rectangle de 20 cm par 40 cm. L'ensemble des strates (qui forme une épaisseur de 20 cm) est logé dans une enveloppe d'acier (fig. 21). L'ouverture de la voie est de 32 cm et le rapprochement possible des parois est de 5 cm.

Les résultats des essais sur maquette boulonnée n'ont pas encore été publiés par N. Buschmann. Leur objectif est de déterminer d'une façon statistique l'influence des différents paramètres de boulonnage sur la résistance à la déformation des maquettes.

Les boulons sont constitués par du fil d'aluminium de 2 mm de diamètre. Les premières maquettes comportaient uniquement des boulons collés à leur extrémité mais des essais avec des boulons ancrés sur toute leur longueur sont en cours.

Les principaux facteurs étudiés par N. Buschmann sont les suivants :

- nombre et longueur des boulons
- serrage des boulons
- portance d'un soutènement additionnel
- inclinaison ou non des boulons.

3) Maquettes de l'Ecole des Mines de Paris

Une autre étude intéressante sur le boulonnage à ancrage réparti a été effectuée par des élèves de l'Ecole des Mines de Paris sous la direction de TINCELIN (46). Cette étude a comme intérêt principal de faire le lien entre le calcul sur ordinateur et la mesure sur maquette.

La confrontation a été entreprise dans deux directions différentes :

- la première a consisté à idéaliser le comportement du matériau d'une part et la distribution initiale des contraintes d'autre part ;
- la seconde a été une schématisation du comportement du toit d'une voie.

Nous allons reprendre successivement ces deux études.

- La maquette photo-élastique

Cette maquette, constituée par une plaque d'araldite, représente une galerie de section rectangulaire, creusée dans un terrain isotrope et élastique.

Dans le modèle, les déplacements et les contraintes sont planes. Dans la réalité, les contraintes ne sont pas planes, ce qui implique une condition de similitude supplémentaire sur le module d'élasticité et sur le coefficient de Poisson.

La maquette a été réalisée dans une plaque d'araldite de 1 cm d'épaisseur et de dimension 36 x 30 cm. Cette plaque est percée d'un trou de section rectangulaire de 8 x 4 cm. La charge verticale σ_v exercée sur la maquette est de 10 bars et la distribution des contraintes latérales σ_H est linéaire (fig. 22). Ces deux contraintes sont liées par $\sigma_H = \frac{\nu}{1 - \nu} \sigma_v$ où ν est le coefficient de Poisson du matériau. Des fils d'acier de 1/10 mm de diamètre et de 2 cm de longueur représentent les boulons collés dans le toit de la voie. Compte tenu des rapports de similitude, la maquette représente une voie de 4 m de large et de 2 m de hauteur située à une profondeur de 370 m dans un massif possédant un module d'élasticité de 320.000 bars et un coefficient de Poisson de 0,28.

FIG 21

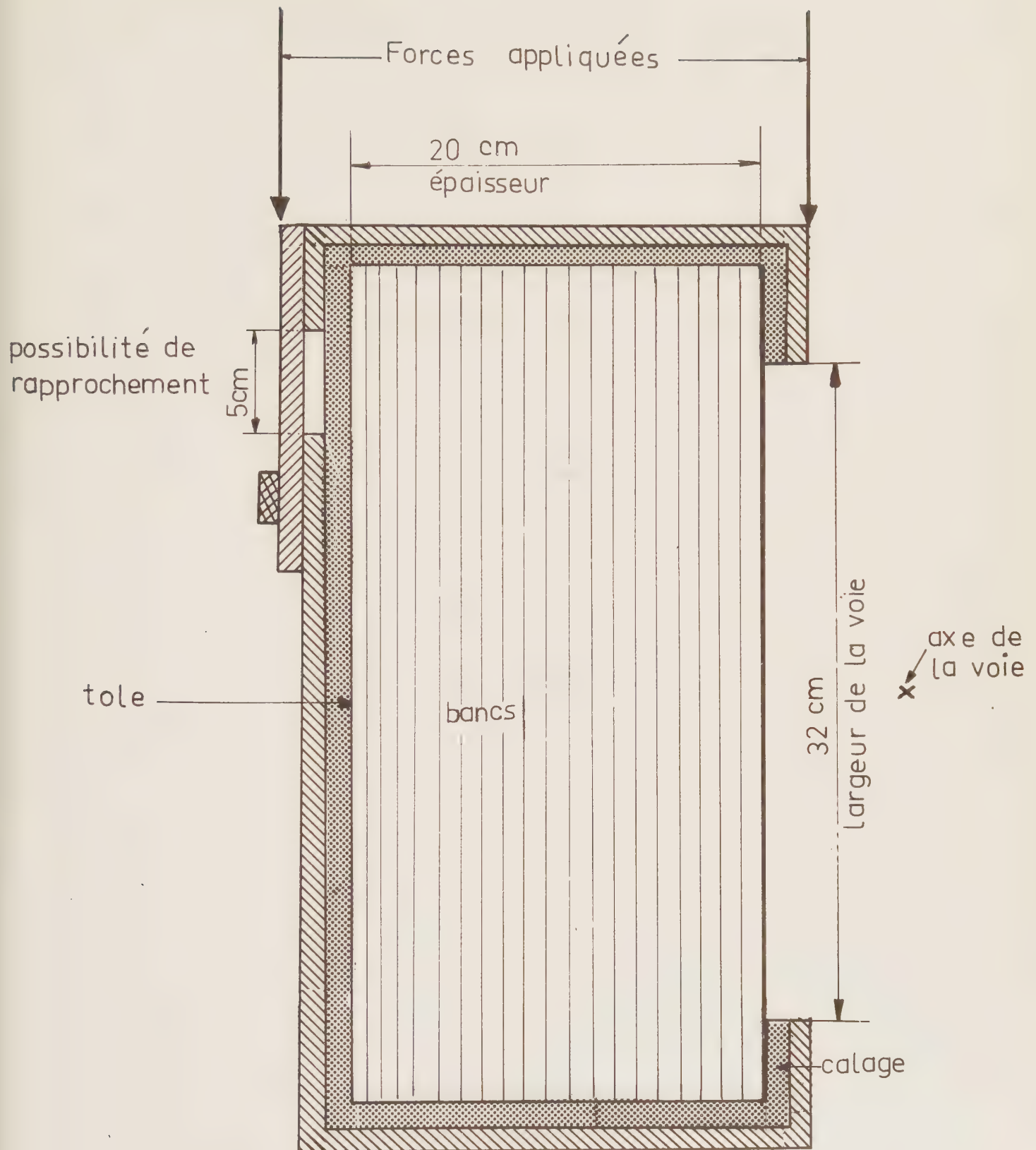
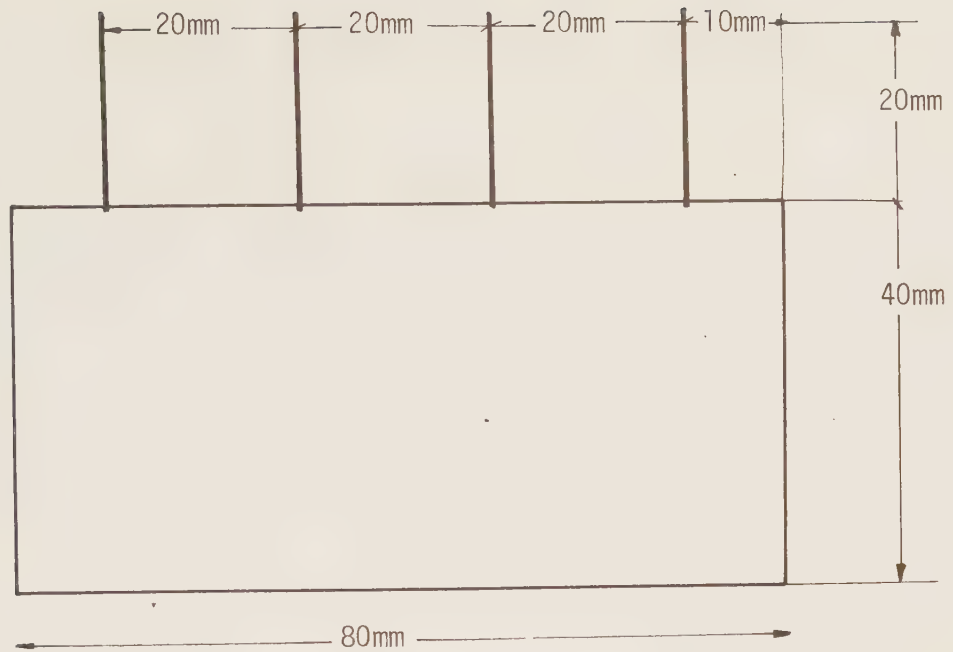
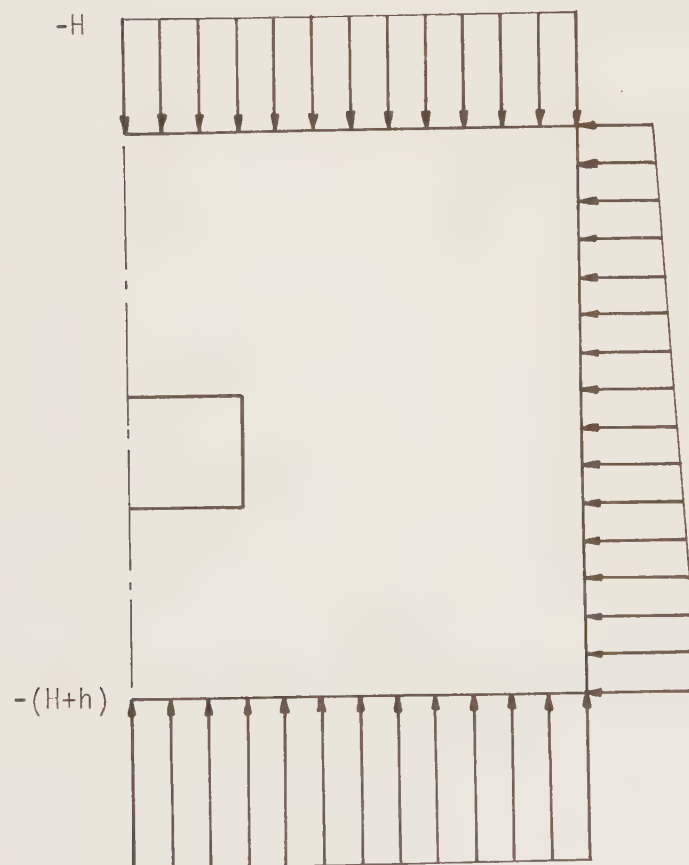


FIG 22



SCHEMA DU BOULONNAGE



CONDITIONS DE CHARGEMENT IDEALES DU MASSIF

La répartition des contraintes a été étudiée à l'aide des méthodes photo-élastiques. Les auteurs ont donc tracé les réseaux des isoclines et des isochromatiques pour des maquettes boulonnées et des maquettes non boulonnées. Parallèlement aux mesures, les auteurs ont entrepris un calcul sur ordinateur pour une voie située dans les mêmes conditions. La méthode employée a été celle des éléments finis et les boulons ont été représentés par des plaques parallèles à l'axe de la galerie. Les conclusions de ces deux études sont les mêmes : l'action du boulonnage sur le comportement d'une voie est négligeable dans le domaine élastique des terrains environnants.

- les poutres

Le comportement du toit est maintenant assimilé à celui d'une poutre reposant sur deux appuis simples (le massif en place) et soumise à des charges verticales et latérales.

Les poutres sont en béton. Elles ont une section de 10 x 10 cm et une longueur de 40 cm. La distance entre les deux appuis est de 24 cm (fig. 23). La charge latérale est égale à 10 T. ; les points d'applications de la force verticale sont à une distance a des appuis ; a se détermine en imposant à la poutre de se rompre par effort tranchant et non par traction. Cette condition entraîne (si b est la largeur de la poutre) :

$$\frac{a}{b} < \frac{\sqrt{m + b}}{8,95} \quad \text{où } m \text{ représente le rapport entre la contrainte de rupture par}$$

compression et la contrainte de rupture par traction. Pour le béton, m vaut 15. La valeur de a fut fixé à 5 cm (fig. 23). Les poutres ont été chargées jusqu'à la rupture complète. MARINO (élève de l'Ecole des Mines de Paris qui a réalisé l'étude) distingue 3 phases : la phase élastique, la phase d'apparition des micro-fissures et la phase de fissuration. Dans chacune des phases, il a mesuré les contraintes et les déformations des poutres.

Comme pour l'essai photo élastique, une étude parallèle a été menée sur ordinateur. Les résultats de ces deux études sont assez voisins et montrent que le boulonnage n'a aucune influence tant que les poutres ne sont pas fissurées. Dans le domaine plastique, le boulonnage :

- . diminue la flèche de la poutre
- . retarde l'apparition des fissures
- . retarde l'effondrement de la poutre.

Les théories fondées sur le calcul des voûtes naturelles ou sur le calcul des contraintes dans le toit sont très répandues dans les pays de l'Est. Nous n'avons pu les approcher que grâce à un résumé en français de la thèse de KOLAR.

b) THEORIES FONDEES SUR LE CALCUL DES CONTRAINTES DANS LE TOIT

L'idée est que les boulons doivent absorber des contraintes qui se développent dans les premiers bancs du toit.

La détermination des contraintes varie d'un auteur à l'autre mais ils fondent tous leurs calculs à partir de la théorie des poutres.

- GERMAN détermine une pression (p) par mètre carré régnant dans le premier banc du toit par la formule :

$$p = e \frac{E \cdot I}{L^4}$$

Dans cette formule, e représente la flèche du toit ; E le module d'élasticité des roches ; I le moment d'inertie du premier banc du toit et L la largeur de la voie.

FIG 23

Schéma réel

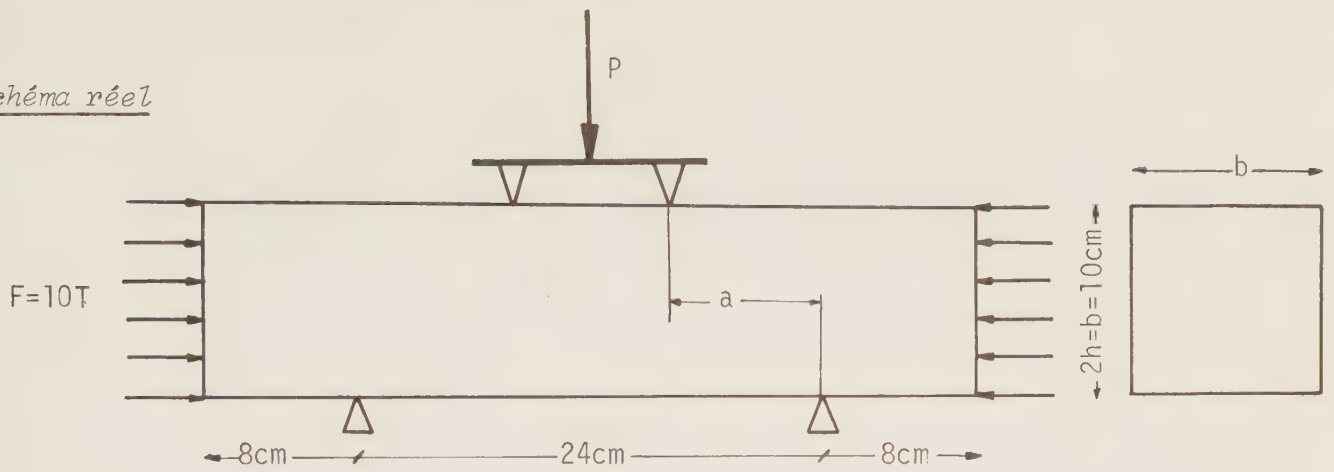
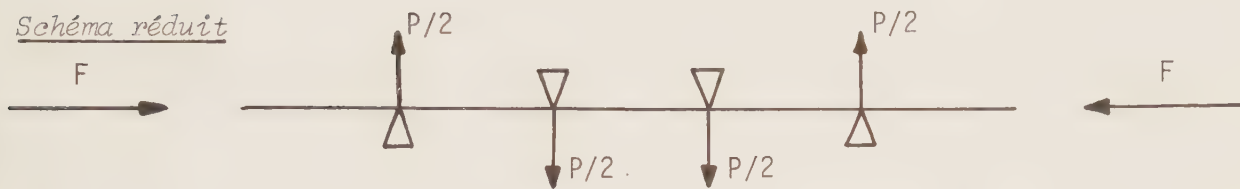
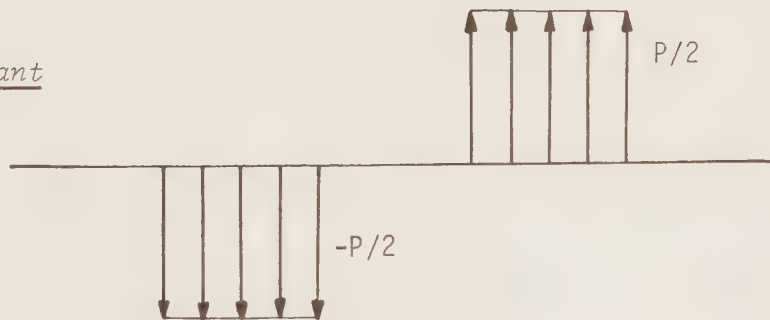


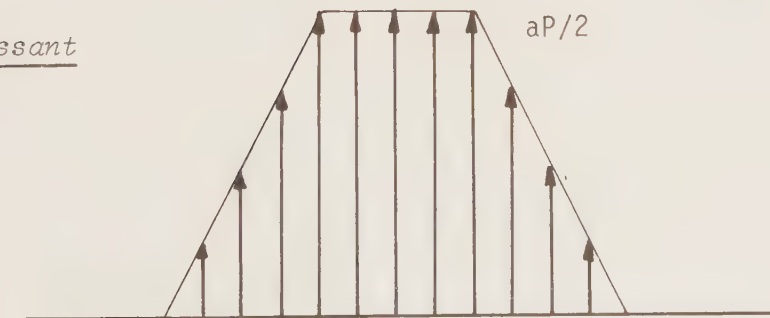
Schéma réduit



Effort tranchant



Moment fléchissant



Pour que les boulons puissent "absorber" cette contrainte, il faut que la somme des résistances à la traction des boulons implantés dans un mètre carré de toit soit supérieure à p. Cette remarque permet à GERMAN de déterminer la densité d du boulonnage par la formule :

$$d = k \frac{e \cdot E \cdot I}{L^4 \sigma_t \cdot S}$$

avec k : coefficient de sécurité

σ_t : contrainte de rupture à la traction d'un boulon

S : section des boulons.

MACHNO (URSS) considère le toit de la voie comme une poutre soutenue à la fois par les parements et les boulons et détermine alors la contrainte maximale à la flexion σ_o que subit la poutre par :

$$\sigma_o = \frac{6 q l^2 (0,1 + 0,13 \mu)}{h^2}$$

avec l = distance entre boulons

h = épaisseur du banc du toit

q = poids des bancs du toit

μ = coefficient de Poisson

La distance entre boulons est ensuite choisie de façon à ce que σ_o soit inférieur à la contrainte de rupture des roches.

- SEMERSKIG , à partir des mêmes considérations que MACHNO applique la formule de KUZNECOR et obtient $\sigma_o = \frac{q l^2}{2 k^2}$. Cette formule permet de déterminer la distance entre boulons comme précédemment. Pour calculer la longueur des boulons SEMERSKIG considère que la poutre est chargée uniformément par le poids des morts terrains et que cette charge est absorbée par la résistance à la traction des boulons et des roches. Il obtient la formule :

$$h_1 = 2 L \sqrt{\frac{k \cdot \bar{\omega} \cdot H}{\sigma_h + \sigma_s}}$$

h_1 = longueur des boulons

L = largeur de la voie

H = profondeur de la voie

σ_h = résistance à la traction des roches

σ_s = résistance à la traction des boulons

k = coefficient de sécurité

$\bar{\omega}$ = poids spécifique des terrains

c) THEORIES FONDEES SUR LE CALCUL DES VOUTES D'ÉBOULEMENT

L'idée est que, lors du creusement de la voie, se forme une zone dangereuse au-dessus du toit. Dans cette zone dont la limite supérieure a une forme de voûte, les roches du toit ont perdu leur cohésion et risquent de s'effondrer. Le rôle du boulonnage est alors d'accrocher la masse des roches contenues dans cette "cloche" à des bancs profonds et sains. La longueur doit alors être supérieure à la hauteur de la voûte, en général les chercheurs préconisent des boulons dont la longueur est égale à une fois et demi ou 2 fois la hauteur de la voûte. La densité est ensuite calculée de manière à ce que les boulons puissent soutenir la masse des roches dans la voûte.

Il existe bien sûr un grand nombre de formules différentes permettant de calculer la hauteur de voûte. Les calculs sont menés soit à partir d'hypothèses sur le comportement des roches, soit à partir des résultats d'études sur maquettes. Nous allons rapporter successivement des études qui font de plus en plus appel aux maquettes.

La première, très simple, est due à CIMBAREVIC et s'appuie sur la thèse de la rupture des roches. Les roches situées dans le toit immédiat de la voie sont soumises à des contraintes de traction, la rupture se produit tant que la contrainte de cohésion n'est pas supérieure à la contrainte de traction, c'est-à-dire tant que le cercle de Mohr relatif à cet état de contrainte n'est pas intérieur à la courbe intrinsèque. Si l'on appelle ϕ l'angle de frottement interne des roches, on obtient (fig. 31 a) :

$$b = \frac{L}{2 \operatorname{tg} \phi}$$

Le calcul que nous présentons maintenant est fondé sur l'apparition d'une "gaine" plastique entourant la voie. Cette gaine a d'après SALUSTOVICZ une forme elliptique (fig. 31 b) dont le rapport i des demi-axes est donné par la formule :

$$i = \frac{b_0}{a} = \frac{1}{2} (\mu - 2 + (\mu - 1) \frac{k_t}{P_z})$$

avec :

μ : inverse du coefficient de Poisson

k_t : limite de résistance à la traction des roches

P_z : poids des roches susjacentes.

la hauteur de la voûte au-dessus de la voie est alors de

$$b = \sqrt{\left(\frac{h}{2}\right)^2 + i^2 \left(\frac{L}{2}\right)^2} - \frac{h}{2}$$

dans cette formule h représente la hauteur de la voie et L la largeur.

Lorsque la voie est boulonnée, SALUSTOVICZ admet que les roches sont consolidées et le facteur de "renforcement" R qu'il utilise est le coefficient de renforcement de PANEK. SALUSTOVICZ introduit le coefficient dans la formule du calcul du rapport des axes de l'ellipse et cette formule devient (avec $\mu = 6$) $i = \frac{1}{2} (4 + 5 R \frac{kt}{Pz})$

Le but recherché est d'obtenir un rapport i le plus faible possible de manière à ce que la voûte d'effondrement du toit soit la plus petite possible.

Le calcul de la hauteur de voûte que nous présentons maintenant est issu d'études sur maquettes. Dans cette étude KVAPIL suppose qu'il se forme une voûte elliptique autour de la galerie (cf. fig. 31 c) et détermine la hauteur b et la largeur $2a$ de la voûte en fonction de l'angle de frottement interne ϕ , d'un angle réducteur ψ (paramètre qui prend en compte l'influence de la profondeur de la voie) et des caractéristiques géométriques de la voie (hauteur h et largeur L).

Les formules obtenues par KVAPIL sont les suivantes :

$$b = 2a \frac{4 \cos (\phi - 2\psi)}{1 + \sin (\phi - 2\psi)} \quad \text{pour } \phi \geq 45^\circ$$

$$b = 2a \frac{4 \cos (\phi - 2\psi)}{2,415 \sin (\phi - 2\psi)} \quad \text{pour } \phi \leq 45^\circ$$

$$\text{avec } 2a = 2h \operatorname{tg} (45^\circ + \psi - \frac{\phi}{2}) + L$$

L'angle réducteur ψ vaut :

$$\psi = \frac{\bar{\omega} H \cos \phi}{P \sin \phi} \cdot \frac{9,81}{3}$$

Dans cette formule $\bar{\omega}$ représente le poids spécifique des roches, H la profondeur de la voie et P la résistance de la roche.

Les études sur maquettes et sur modèle photoélastique ont été reprises par KOLAR dans le but de déterminer la hauteur et la largeur des voûtes d'effondrement.

Au lieu de fournir différentes formules, KOLAR établit directement une abaque permettant de calculer les paramètres essentiels du boulonnage (longueur des boulons et densité du boulonnage). L'abaque que nous présentons (fig. 32) permet de déterminer la longueur des boulons en fonction des caractéristiques géométriques de la voie et des caractéristiques des mches. Pour comprendre l'utilisation de l'abaque, prenons un exemple et déterminons la longueur des boulons. Soit une voie dont les caractéristiques sont les suivantes :

profondeur de la voie : 400 m
 hauteur de la voie : 220 cm
 largeur de la voie : 320 cm
 épaisseur de la veine : 100 cm
 résistance de la veine de charbon : $f = 0,9$
 résistance du mur de la veine : $f = 4,0$

La composition du toit immédiat est la suivante sur 2,50 m :

Banc N°	1	2	3	4	5	6
Nature du banc	schiste	argilite	grès	charbon	schiste	schiste
Epaisseur	30	20	90	10	60	40
Coefficient f	6	4	11	1	8	6

Le calcul débute par la détermination du coefficient de résistance moyen des roches des parements de la voie, on trouve ici :

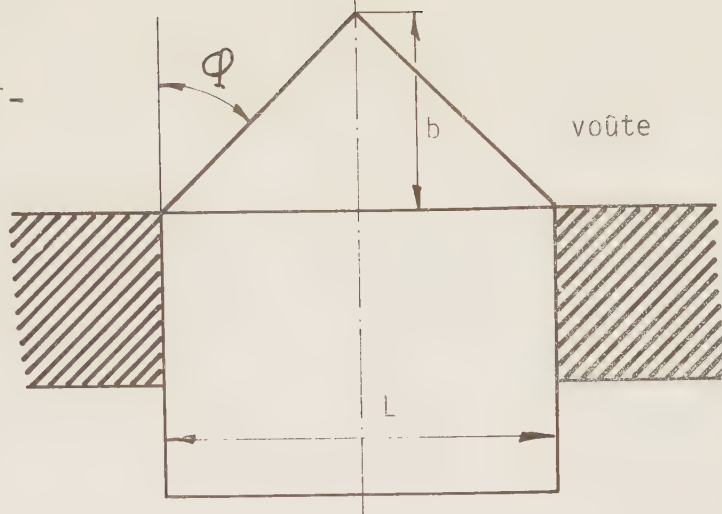
$$R_P = \frac{1,0 \times 0,9 + 1,2 \times 4}{2,2} = 2,59$$

Cette valeur permet de déterminer la largeur $2a$ de la voûte en utilisant le quadrant IV.

- THEORIES DES VOÛTES D'ÉBOULEMENT -

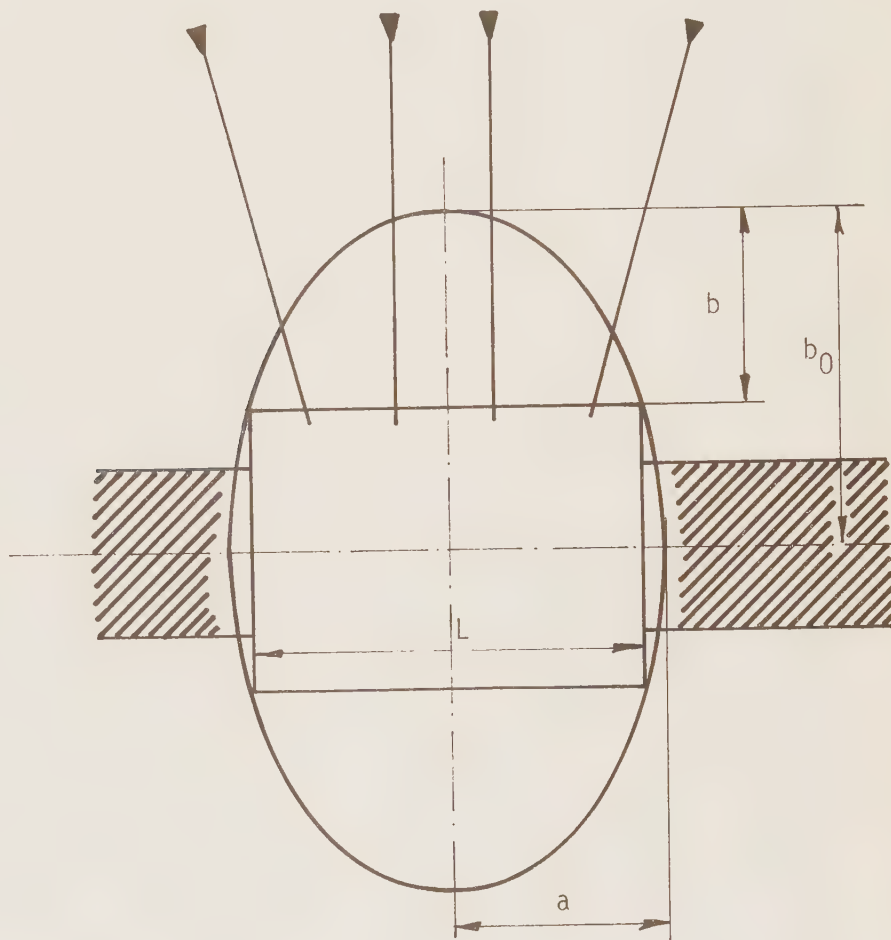
a - D'après CIMBAREVIC :

φ angle de frottement interne



b - D'après SALUSTOVICZ :
(Pologne)

voûte elliptique



c - D'après KVAPIL :
(Tchécoslovaquie)

voûte elliptique

$$\alpha = 45^\circ + \varphi - \frac{\varphi}{2}$$

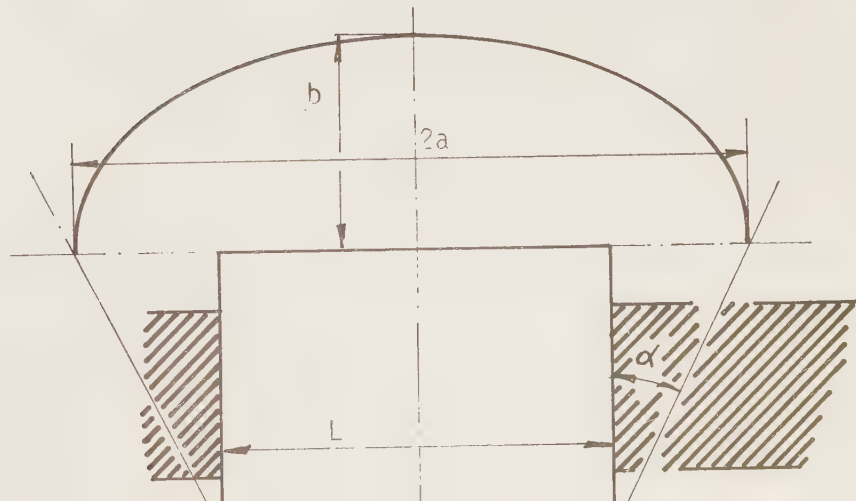
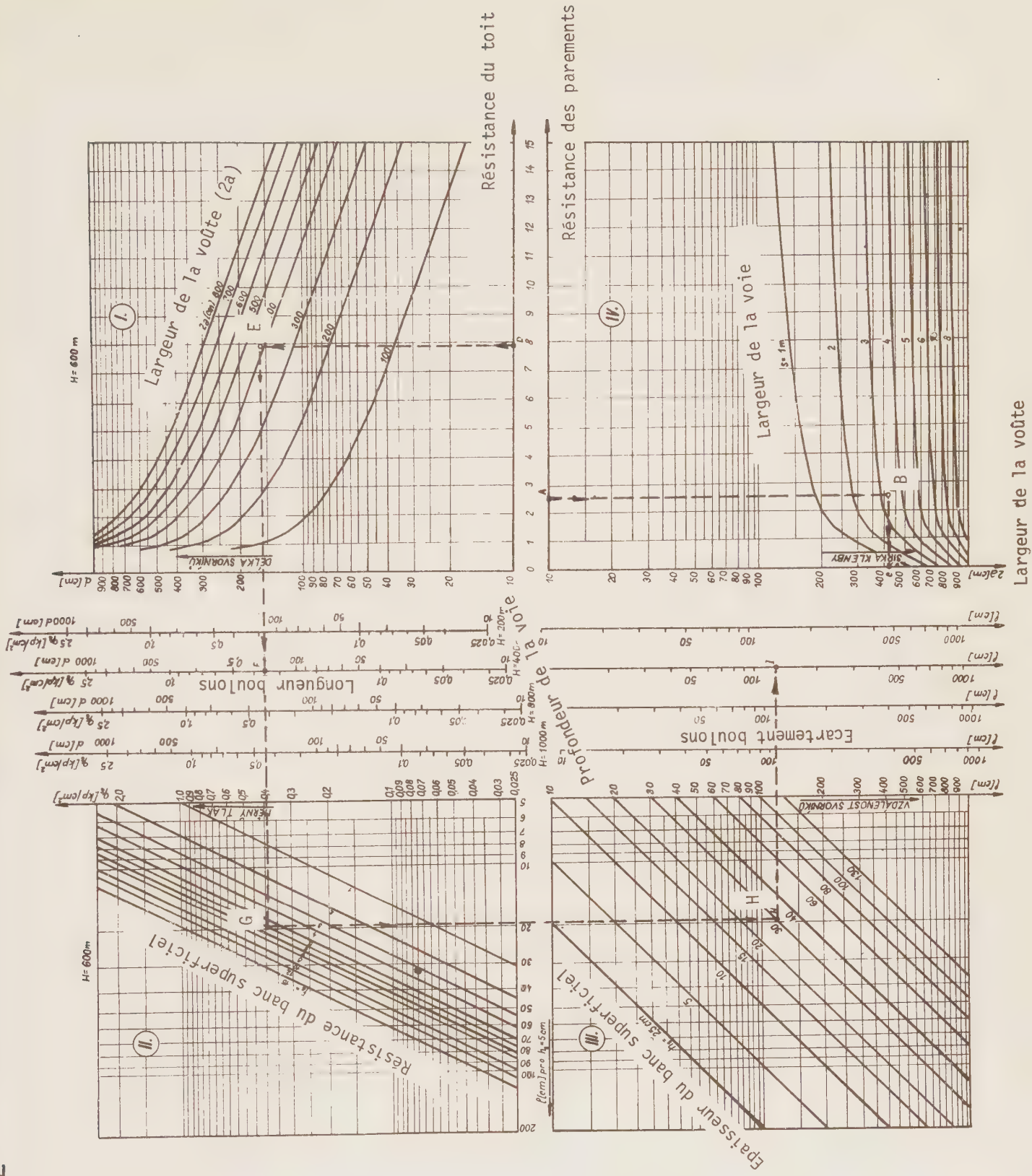


FIG 32

ABAQUES DE "KOLAR"



Le point A représente la résistance R_p du parement sur l'axe résistance des parements ; B la largeur de la voie sur le faisceau de courbes et on déduit la largeur de la voûte (410 cm) (représentée par le point C).

Connaissant la largeur de la voûte, on détermine la longueur des boulons en fonction du coefficient de résistance moyen des roches du toit :

$$R_T = \frac{0,3 \times 6 + 0,2 \times 4 + 0,9 \times 11 + 0,1 \times 1 + 0,6 \times 8 + 0,4 \times 6}{2,5}$$

Cette valeur donne le point D (quadrant I) puis on obtient le point E (largeur de la voûte 410 cm) et à l'horizontale, on trouve le point F (puisque la profondeur de la voie est de 400 m) la longueur des boulons est de 140 cm.

Cette valeur de la longueur contient déjà un coefficient de sécurité de 2. Puis on détermine le point I sur l'axe (400 m) du quadrant III.

Ce point correspond à la distance maximum l entre les boulons. On l'obtient en partant du point F puis G quadrant II qui indique que le premier banc du toit a une résistance f de 6 puis on passe au point H (le premier banc du toit a une épaisseur de 30 cm).

La distance l étant égale à 1,25 m, le nombre de boulons dans une section de la voie sera supérieur ou égal à $\frac{2a}{1}$ c'est-à-dire supérieur à 3,28.

c) ETUDE THEORIQUE

Comme nous l'avions déjà signalé, MAC NIVEN et EWOLDSSEN (42). ont étudié l'influence du boulonnage sur une voie en n'introduisant que des hypothèses relatives au comportement mécanique des roches et à leur rupture. Cette étude relative au boulonnage ponctuel a l'intérêt de montrer comment on peut mener des calculs complets de plan de boulonnage mais n'apporte rien pour la théorie du boulonnage à ancrage réparti.

Le plan suivi par les auteurs a été dans une première partie l'étude de l'influence d'un boulon dans un milieu homogène et élastique et l'étude de la répartition des contraintes créées par une excavation souterraine dans un milieu élastique et homogène. La seconde partie fait la synthèse des deux champs de contraintes et en déduit un moyen de lutter contre la rupture des roches par traction et compression et un moyen d'éviter les glissements de bancs lorsqu'il existe une direction privilégiée de surfaces de glissement.

1) Etude du boulon

Le boulon à ancrage ponctuel peut se schématiser par l'action de deux forces égales en module mais de directions opposées, agissant l'une à la surface de la voie, l'autre à l'intérieur du massif à une distance égale à la longueur du boulon.

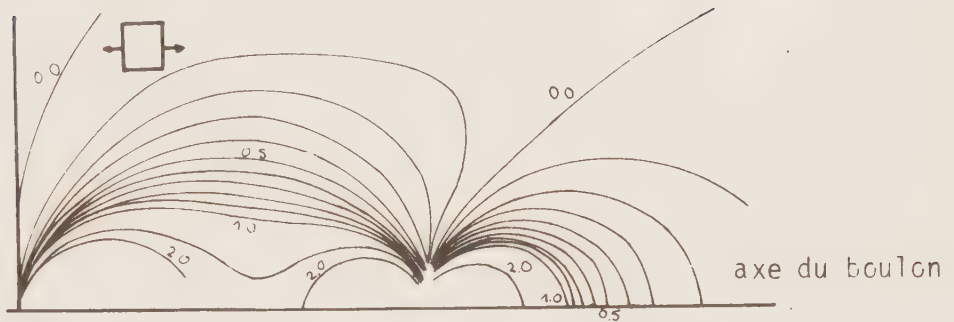
L'étude de l'influence d'une charge ponctuelle sur la surface plane d'un milieu élastique a été fait par BOUSSINESQ tandis que le problème de la charge ponctuelle située à l'intérieur du milieu élastique a été résolu par MINDLIN.

La symétrie de révolution permet de simplifier le tenseur des contraintes qui ne contient plus que 4 composantes différentes non nulles. En coordonnées cylindriques (r, θ, z) (l'axe $\vec{\theta}z$ étant l'axe du boulon), ce tenseur s'écrit :

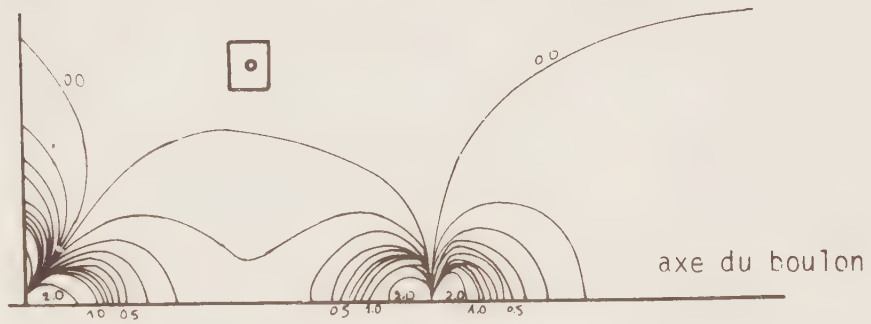
FIG 24

- CONTRAINTES INDUITES PAR UN BOULON -

- Contraintes axiales



- Contraintes tangentielle



- Contraintes radiales

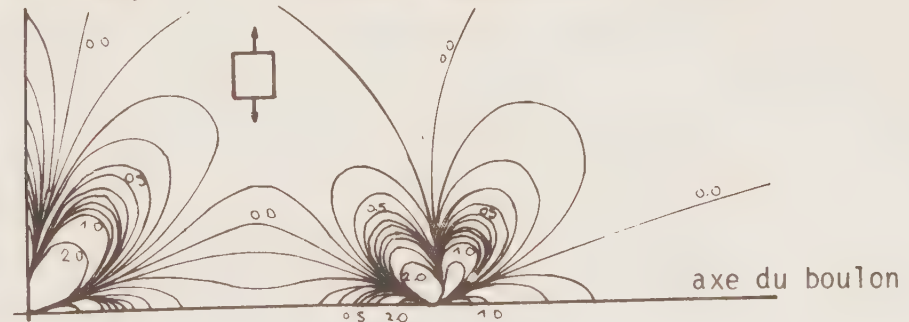


FIG 25 – POSITION DU TUNNEL ET DE LA SURFACE DANS UN SYSTEME DE COORDONNEES BIPOLAIRES

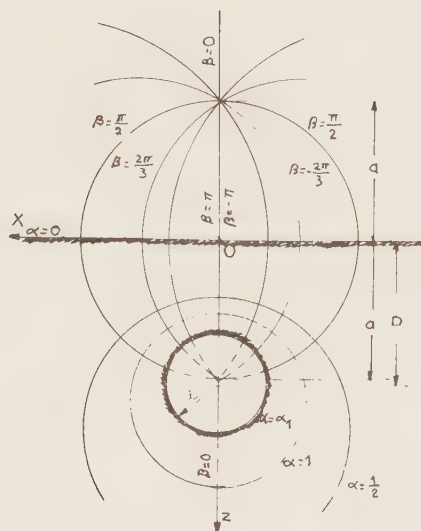
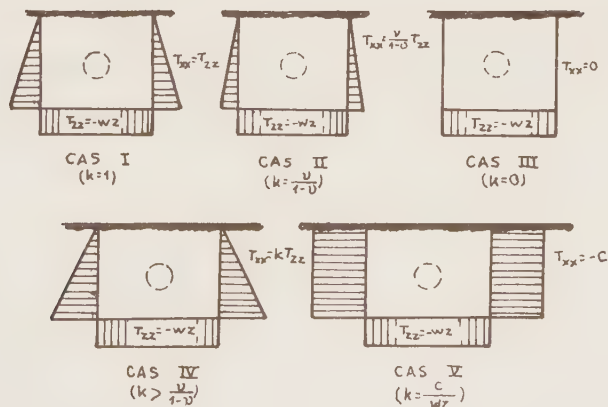


FIG 26 – DISTRIBUTION DES CONTRAINTES LATERALES



$$\begin{vmatrix} T_{rr} & 0 & T_{rz} \\ 0 & T_{\theta\theta} & 0 \\ T_{rz} & 0 & T_{zz} \end{vmatrix}$$

Les 4 composantes de ce tenseur se calculent en superposant les solutions de BOUSSINESQ et de MINDLIN. Le résultat du calcul par ordinateur des composantes du tenseur des contraintes en chaque point a permis d'établir la figure 24. Ce calcul de réseau d'isobares a été fait pour un boulon de 10 pieds (3 m) de long et pour une tension initiale de 10.000 livres (4,55 t). La valeur de chaque isobare est égale au produit de la tension initiale (10.000 livres) par le coefficient de l'isobare.

2) Etude de la voie

L'excavation souterraine est schématisée par un cylindre à base circulaire dont l'axe est horizontal. Les points de l'espace (Fig. 25) sont repérés dans un système de coordonnées bipolaires (d, β) dont il faut déterminer les paramètres. Dans ce système un point M est déterminé par l'intersection de deux cercles appartenant à des faisceaux conjugués. Dans cette représentation le lieu des points $\alpha = \text{constante}$ est constitué par deux cercles de rayon $R = \frac{a}{\text{sh } \alpha}$ et centré à $\alpha = \frac{+}{-} a/\text{tch } \alpha$ sur l'axe Oz ; le lieu des points $\beta = \text{constante}$ est constitué par deux cercles de rayon $R = a/\sin \beta$ et centrés à $d = \frac{+}{-} a/\text{tg } \beta$ sur l'axe Ox. Dans ce système l'axe Ox est représenté par $\alpha = 0$; l'axe Oz par $\beta = \pm \pi$ ou $\beta = 0$ et la voie par $\alpha = \alpha_1$ tel que si b est le rayon de la voie on ait $\alpha_1 = \text{Arg sh } \frac{a}{b}$; ce cercle est centré à la profondeur $D = a/\text{th } \alpha_1$. Ces deux équations permettent de déterminer a connaissant la profondeur D de la voie et son rayon b :

$$a = \sqrt{D^2 - b^2}$$

L'excavation de la voie va perturber l'état de contraintes initiales de l'écorce terrestre. Dans un système de coordonnées rectangulaires, les contraintes peuvent se décomposer en une contrainte verticale T_{zz} et une contrainte horizontale T_{xx} est portée par l'axe $\vec{Ox}$ dans le plan de la voie. La contrainte verticale, dans l'écorce terrestre non perturbée,

est due au poids mort des terrains et donc varie linéairement avec la profondeur z . Si $\bar{\omega}$ est le poids volumique de la roche on a :

$$T_{zz} = \bar{\omega}z.$$

La contrainte horizontale est choisie proportionnelle à la contrainte verticale et les auteurs envisagent 5 cas possibles pour le coefficient de proportionalité (fig. 26) :

$$T_{xx} = T_{zz}$$

L'écorce terrestre est sous contrainte hydrostatique

$$T_{xx} = \frac{\delta}{1 - \delta} \cdot T_{zz}$$

où δ est le coefficient de Poisson (milieu élastique et déformation plane)

$$T_{xx} = 0$$

Il n'existe pas de contrainte latérale

$$T_{xx} = kT_{zz}$$

Le coefficient k restant à déterminer pour chaque voie

$$T_{xx} = C$$

La contrainte latérale est constante quelle que soit la profondeur

La variation des contraintes créée par l'excavation a été calculée, dans le repère de coordonnées bipolaires. Le tenseur des contraintes résultant a été déterminé sur ordinateur par Mc. Niven et Ewoldsen pour les cinq cas différents des contraintes latérales, d'après la solution de Mindlin.

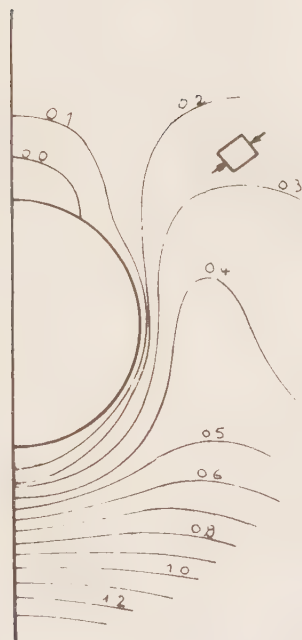
Les deux paramètres du programme sont le rapport D/b entre la profondeur de l'axe de la voie et son rayon et le coefficient de Poisson δ des roches formant l'écorce terrestre. Les résultats sont représentés figure 27 : les valeurs des contraintes sont "normalisées" c'est-à-dire rapportées à la contrainte verticale initiale du centre de la voie (chaque composante est divisée par $W.D.$). Pour cet exemple D/b vaut 3 et le coefficient de Poisson vaut 0,25.

FIG 27

- CONTRAINTE TANGENTIELLES ET RADIALES AUTOUR D'UNE EXCAVATION -

$$\text{Contrainte latérale } T_{xx} = 0,75 T_{zz}$$

Contraintes
radiales



Contraintes
tangentielles

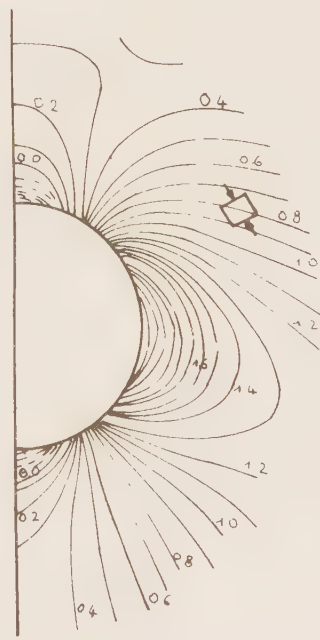
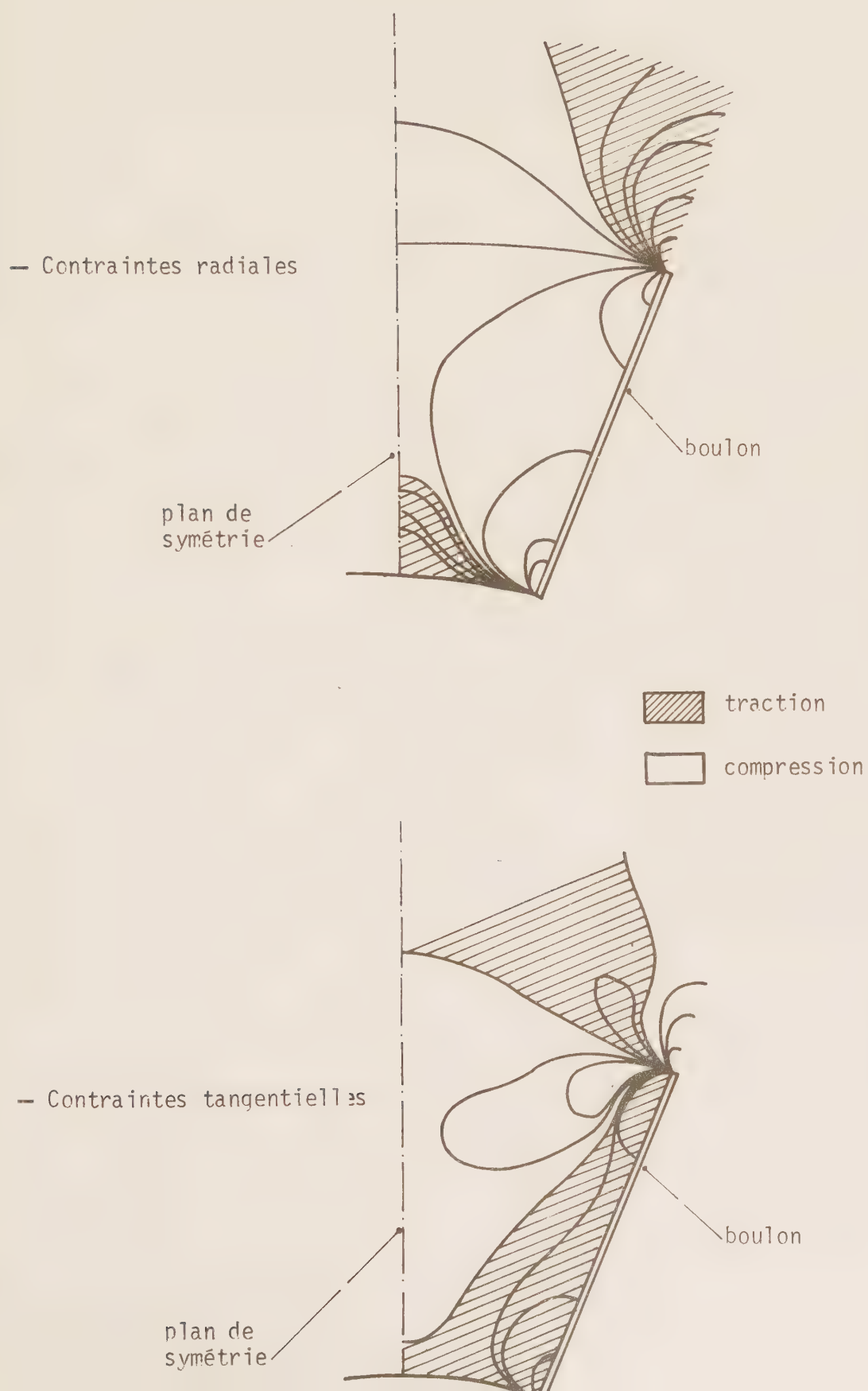


FIG 28 - CHAMP DE CONTRAINTES INDUIT PAR DEUX BOULONS -



3) La voie boulonnée

Le problème du boulonnage est donc de superposer ces deux champs de contraintes, mais auparavant les auteurs font quelques remarques :

- l'application des forces par le boulon n'est pas ponctuelle et donc selon le principe de SAINT VENANT la différence entre le champ calculé et le champ théorique ne se fait sentir que dans des domaines équivalents aux surfaces d'application des forces (plaque et coquille) ;
- le champ des contraintes produites par un boulon a été calculé en supposant que le tunnel était plan. Afin de montrer que cette approximation était très valable, les auteurs ont comparé les champs de contraintes créés par une charge linéaire sur un plan et sur un cylindre et ont constaté que l'erreur commise était négligeable (le rayon de courbure de la voie est grand devant la longueur des boulons).

L'implantation des boulons s'est toujours faite par lignes successives décalées ou non de façon à obtenir une répartition en quinconce ou en ligne, mais dans chaque ligne les boulons étaient équidistants. Un premier examen de la superposition des champs de contraintes montre que au moins près de la surface de la voie le domaine de compression créé par le boulon a la forme d'un paraboloïde de révolution dont l'axe est confondu avec le boulon. Ces domaines vont se chevaucher lorsque le nombre des boulons va augmenter mais il sera pratiquement impossible de supprimer des domaines sans compression entre les boulons, près de la surface.

La superposition des deux champs de contraintes a permis de tracer le réseau d'isocontraintes représenté figure 28. Ce réseau permet de déterminer globalement l'action du boulonnage dans un milieu élastique mais ne tient pas compte des hétérogénéités des roches, c'est pourquoi les auteurs ont étudié également l'influence du boulonnage sur la rupture des roches.

4) Influence du boulonnage sur la rupture des roches

Les auteurs ont étudié trois cas de rupture des terrains :

- rupture par traction
- rupture par compression
- rupture par glissement de bancs suivant des plans de moindre résistance (stratification).

- Rupture de la roche par traction

Il existe deux cas de rupture par traction : lorsque la composante radiale T_{rr} est importante ou lorsque la composante tangentielle $T_{\theta\theta}$ est importante. Pour traiter le problème les auteurs ont supposé que la roche ne possédait aucune résistance à la traction ; le but est donc d'obtenir une zone sans contrainte de traction autour de la voie. Les boulons ne sont pas capables de supprimer toute la traction aux abords de la voie. Le plan de boulonnage établi on fait les calculs et on regarde s'il reste beaucoup de domaines en traction. Pour améliorer le plan de boulonnage on agit avec les consignes suivantes :

- . pour créer de la compression radiale (T_{rr}), les boulons sont plus utiles lorsqu'ils sont placés dans la zone affectée ;
- . pour créer de la compression tangentielle ($T_{\theta\theta}$), les boulons sont plus utiles lorsqu'ils sont placés de part et d'autre de la zone affectée ;
- . en général il faut davantage augmenter la tension du boulon pour créer une contrainte de compression radiale.

- Rupture de la roche par compression

Ce test est à faire après le précédent ; il faut examiner le champ de compression qui existe autour de l'excavation. La rupture par compression est surtout due à la compression tangentielle près des parois de la voie. Cette rupture est très brutale lorsqu'il y a flambage. Les auteurs ont trouvé que les contraintes de compression tangentielles

étaient les plus importantes à mi-hauteur dans les parements de la voie. C'est pourquoi il faudrait épingler le long de la voie un fer U à ce niveau.

5) Influence du boulonnage sur les plans de glissement

- Glissement le long de plans préférentiels

L'étude a été menée à partir d'un exemple : les plans de glissement sont parallèles à l'axe de la voie et sont inclinés de 45° par rapport à la verticale.

Le milieu n'est plus isotrope mais malgré tout, les auteurs conservent les résultats (relatifs au tenseur des contraintes après l'excavation souterraine) calculés en considérant le milieu isotrope. En effet, aucune étude n'a été faite concernant la modification du champ de contraintes par une excavation dans le cas d'un milieu élastique anisotrope.

Pour savoir si le plan risque de glisser il faut calculer la composante normale T_{nn} et la composante tangentielle T_{ns} au plan de glissement. On étudiera deux cas de glissement :

- . en tenant compte uniquement du critère de Coulomb
- . en tenant compte d'un angle de frottement ψ

On obtient pour la contrainte tangentielle les deux valeurs limites suivantes :

$$\begin{aligned} T_{ns}^{(1)} &= T_{nn} \operatorname{tg} \phi && \text{(critère de Coulomb)} \\ &&& \phi = \text{angle de frottement interne} \\ T_{ns}^{(2)} &= T_{nn} \operatorname{tg} (\phi + \psi) && \psi \text{ angle de frottement} \end{aligned}$$

Connaissant le tenseur des contraintes en chaque point du plan de glissement dans le repère (r, θ, z) , il faut calculer T_{nn} et T_{ns} dans le repère (n, s) du plan de glissement puis comparer cette valeur de T_{ns} à $T_{ns}^{(1)}$ ou $T_{ns}^{(2)}$.

Si α est l'angle entre les repères (r, θ) et (r, s) on a :

$$T_{nn} = \frac{T_{rr} + T_{\theta\theta}}{2} + \frac{T_{rr} - T_{\theta\theta}}{2} \cos 2\alpha + T_{r\theta} \sin 2\alpha$$

$$T_{ns} = \frac{T_{rr} - T_{\theta\theta}}{2} \sin 2\alpha + T_{r\theta} \cos 2\alpha$$

La figure 29 représente les domaines dans lesquels T_{ns} est supérieur à $T_{ns}^{(1)}$ ou supérieur à $T_{ns}^{(2)}$ avant boulonnage.

Le rôle du boulonnage est alors de faire disparaître ces zones.

L'action du boulon sur cette contrainte tangentielle dépend de l'angle que fait le boulon avec le plan de glissement. La figure 30 représente l'action d'un boulon sur un plan de glissement en fonction de l'angle β que fait le boulon et le plan de glissement. On remarque que lorsque β est nul l'action du boulon est néfaste et que lorsque le boulon est perpendiculaire au plan son action est efficace. Pour effectuer ce calcul, les auteurs ont pris comme paramètre :

$$D/b = 5 \quad \delta = 0,25 \quad k = 0,33$$

Le poids des terrains était de : $\omega = 170$ livres/pieds³

La profondeur de la voie de $D = 50$ pieds (15 m)

La roche avait un angle de frottement interne $\phi = 30^\circ$ et

l'angle de glissement valait $\psi = 20^\circ$

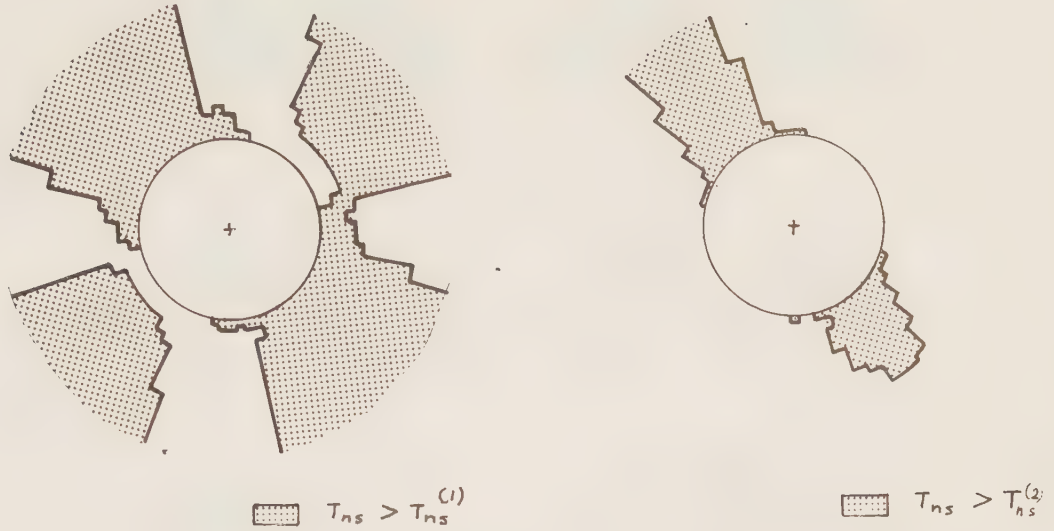
Les boulons avaient 10 pieds (3 m) de long.

Le but recherché dans l'établissement d'un plan de boulonnage est de créer une zone entourant la voie dans laquelle aucun glissement ne puisse apparaître.

Dans l'établissement d'un tel plan de boulonnage, il faut se souvenir de l'importance de la tension des boulons. En effet, le fait que le plan glisse ou ne glisse pas est fonction du rapport de la composante tangentielle à la composante normale du plan de glissement : T_{ns}/T_{nn} . Chacune de ces composantes est la somme des composantes des contraintes du terrain non boulonné $T_{ns}(G)$ ou $T_{nn}(G)$ et des contraintes créées par

— INFLUENCE DU BOULONNAGE SUR LES PLANS DE GLISSEMENT —

— Avant boulonnage



— Après boulonnage

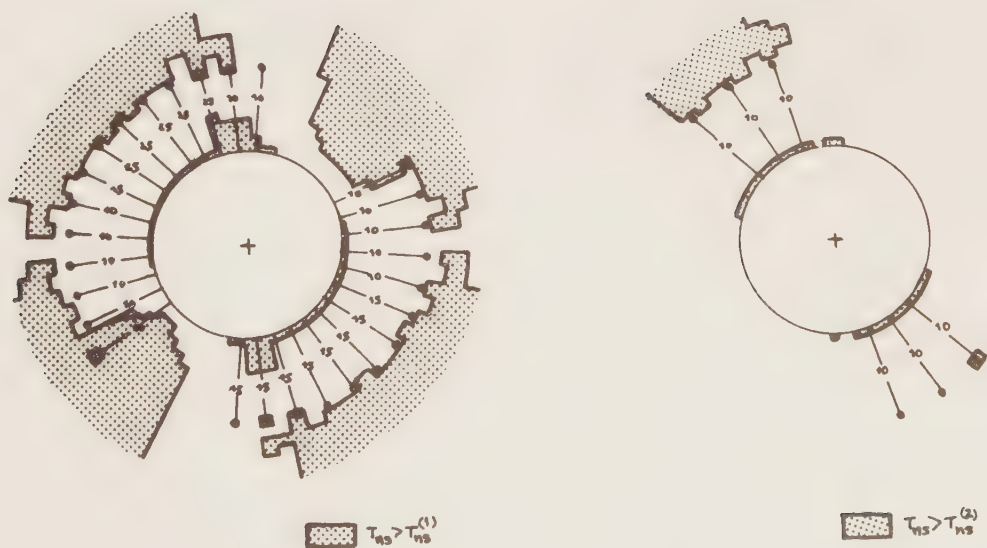
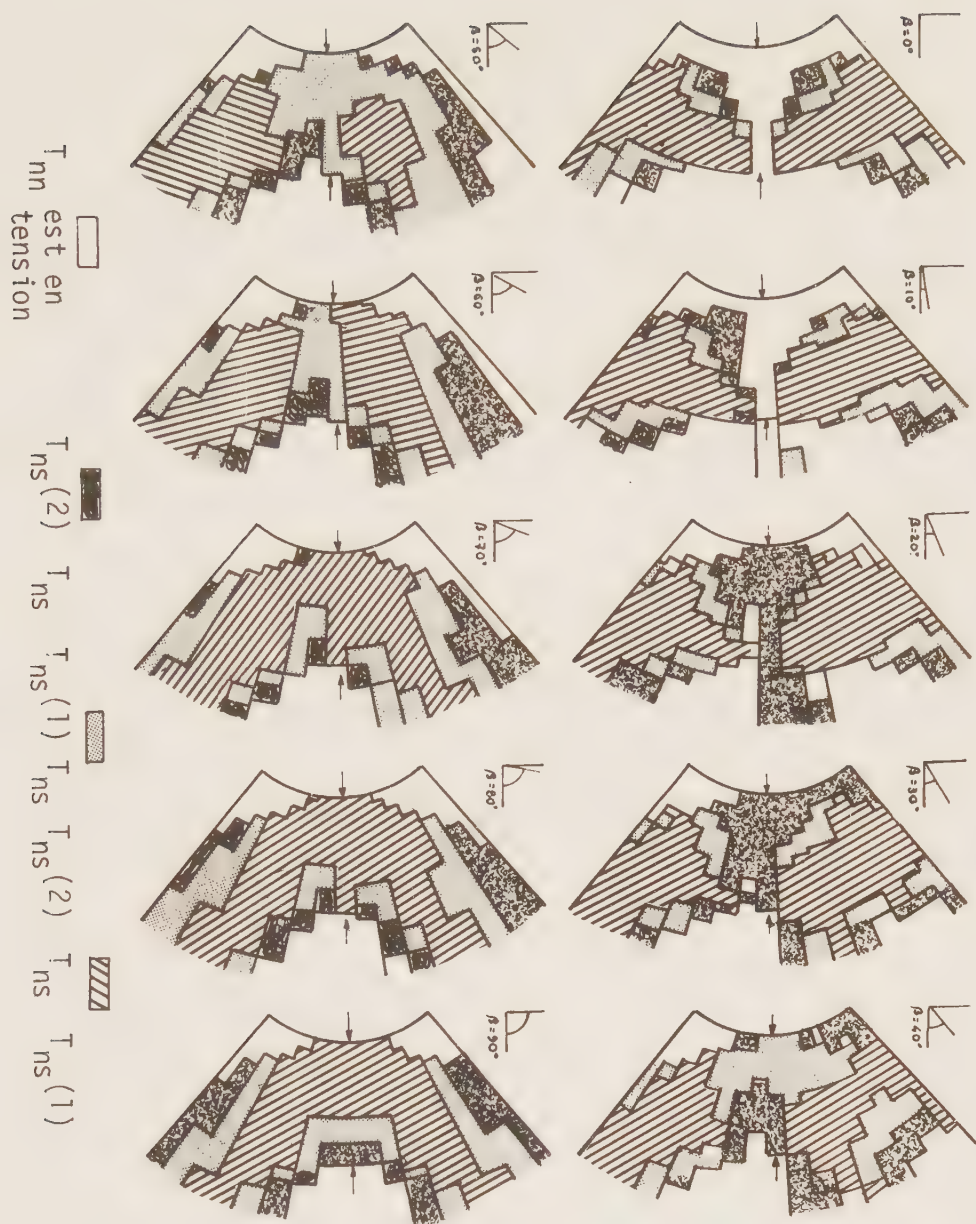


FIG 30

— INFLUENCE DU BOULONNAGE SUR UN PLAN DE GLISSEMENT —



le boulon T_{ns} (B) ou T_{nn} (B). Les contraintes créées par le boulon sont proportionnelles à la tension P du boulon donc le rapport T_{ns}/T_{nn} vaut

$$\frac{T_{ns}}{T_{nn}} = \frac{T_{ns} (G) + P T_{ns} (B)}{T_{nn} (G) + P T_{nn} (B)}$$

dans cette expression on voit apparaitre clairement le rôle de la tension des boulons.

Cette étude est très intéressante pour le boulonnage à ancrage ponctuel, mais n'est pas directement applicable au boulonnage à ancrage réparti. En effet, on ne peut pas considérer dans le boulonnage à ancrage réparti que l'on exerce des forces ponctuelles dans le terrain.

Le modèle que nous allons étudier maintenant traite du boulonnage à ancrage réparti.

DEUXIEME PARTIE

MESURES ET METHODES

<u>I</u>	- INTRODUCTION	page 65
	I.1 - OBJECTIFS	
	I.2 - APPORT DE LA BIBLIOGRAPHIE	
	I.3 - ORIENTATION DES RECHERCHES : CHOIX DE MESURES ET DE METHODES	
 <u>II</u>	 - MESURES	 page 79
	II.1 - EXTERNES	page 81
	. convergences, déformée et dilatation du toit	
	II.2 - INTERNES	page 83
	. expansion, capsules manométriques, fracturation	
	. endoscope	
	II.3 - SUR LE BOULON	page 89
	. métalloradar, allongement (boulon à cable)	
	. extensométrie	
 <u>III</u>	 - APPLICATION DE LA METHODE D'ANALYSE	 page 96
	III.1 - CAMPAGNE LAZARE 161 - H.B.N.P.C.	page 96
	III.2 - CAMPAGNE VEINE 3 - WENDEL	page 102

I INTRODUCTION

Lorsqu'à la fin de 1967, cette étude nous est confiée, le boulonnage a dépassé le stade des premiers essais, et s'est affirmé comme une solution réalisable dans les Houillères, répondant à des préoccupations très actuelles. Il s'agit alors d'en étendre l'application, de le rendre "opérationnel".

C'est en effet dans des buts précis que le boulonnage a été réintroduit à la suite du progrès technique réalisé par l'ancrage à la résine. D'abord, il constitue un soutènement économique, à quoi s'ajoute la réduction de l'entretien, qu'une meilleure tenue des terrains laisse prévoir. Mais surtout, c'est là un moyen d'obtenir des sections trapézoïdales, larges autant que possible, qui conditionnent un détrousage aisé et une meilleure organisation des extrémités des tailles mécanisées.

L'ampleur des avantages escomptés et les résultats encourageants des premiers essais font qu'un développement rapide de cette technique s'organise. Il faut dès lors multiplier les chantiers boulonnés, et par conséquent éprouver le procédé dans des conditions nouvelles et plus difficiles, sans que puisse être chaque fois exercée une surveillance aussi serrée que dans un chantier expérimental. Parallèlement, des progrès importants doivent être obtenus quant à la technique du boulonnage : d'une part pour optimiser l'efficacité du soutènement, d'autre part, pour mieux répondre aux besoins de l'exploitation et offrir des perspectives nouvelles à la modernisation des extrémités de taille (par exemple, cela suppose des voies larges). Compte tenu des impératifs de sécurité et du prix de revient, la réalisation de ces projets soulève de nombreux problèmes et fait apparaître la nécessité d'une recherche spécifique. C'est dans ce contexte que les Houillères décident un vaste programme de recherches sur le boulonnage, dans le cadre de la Commission de la Recherche Technique des Charbonnages (CORT). La présente étude s'insère dans ce programme.

I. 1 - LES OBJECTIFS

Le but de ce programme d'études dans les Houillères est d'apporter aux exploitants des connaissances concrètes, qui leur permettent une pratique optimale des techniques de boulonnage, adaptée à leurs conditions propres d'exploitation.

Certes il existe un certain acquis, du fait qu'une pratique du boulonnage s'est déjà instaurée dans les bassins. Inspirée de l'ancienne expérience du boulonnage ponctuel et d'exemples extérieurs, enrichie des premiers essais, elle a conduit de façon empirique et non, parfois, sans quelque arbitraire à énoncer des règles provisoires de boulonnage : un schéma de pose, une densité minimale et, déjà, la règle des 50 mm d'expansion pour le contrôle.

Cette pratique constitue une base de départ pour les nouveaux essais, mais il faut en souligner les limites. Elle se fonde en effet sur des réalisations d'envergure modeste, souvent situées dans des conditions très favorables. Or, rien ne permet d'extrapoler ces résultats à d'autres situations : si la réussite d'une solution -parmi d'autres possibles- est constatée, cela ne signifie pas qu'elle soit la meilleure. De plus certains choix, tels que la règle de contrôle, reposent sur des hypothèses qui restent à confronter à la réalité du fond.

En fait si l'expérience acquise doit faire l'objet d'une remise en cause globale, elle n'en a pas moins mis en évidence les problèmes à résoudre et permis de définir clairement les objectifs à atteindre.

Ces objectifs se définissent suivant 3 directions principales : où boulonner ? Comment boulonner ? Comment contrôler un toit boulonné ?

Où peut-on boulonner ?

S'il est presque toujours possible de poser des boulons dans un toit, il n'est pas certain que cela puisse constituer dans tous les cas un renforcement suffisant pour tenir une voie.

En effet, contrairement au cadre porteur classique, le boulonnage confie aux terrains un rôle actif dans le système de tenue du toit. Le boulon ne fait que renforcer la roche, qui doit assumer la majeure partie des efforts de soutènement. L'efficacité du boulonnage est donc largement tributaire des dispositions du terrain à son égard.

Il s'agit donc de trouver les critères qui permettent de juger si un toit est susceptible d'être boulonné sans risque. Autant que possible, ces critères devront être accessibles avant le démarrage des chantiers, pour qu'un avis puisse être tiré de l'examen préalable de sondages de reconnaissance, de plans d'exploitation et des caractéristiques générales du gisement ou de la veine.

Comment boulonner ?

Cette question recouvre le choix, parmi l'ensemble très varié des moyens techniques disponibles, d'une solution optimale, compte tenu des terrains et des conditions d'exploitation (largeur de la voie ...). Mis à part les détails technologiques, cela revient à déterminer :

- les caractéristiques du boulon :

- . sa longueur, son diamètre
- . la nature de la surface de la tige
- . les qualités mécaniques de son acier

- la liaison du boulon aux terrains :

- . diamètre du trou, quantité de résine
- . serrage de la plaque

- le schéma de boulonnage du toit :

- . densité
- . inclinaison des tiges
- . position relative des boulons, mode de répartition perpendiculairement et parallèlement à l'axe de la voie.

- le garnissage du toit :

- . sa nature : grillage, fer plat ...
ou éléments rigides (billes, entretoises)
- . sa liaison aux boulons

- le traitement des mézières :

- . caractéristiques du boulonnage (de la veine, du mur au toit)
- . mode de troussage

- enfin le soutènement de renforcement à mettre en place, aux différentes phases de l'exploitation :

- . des éléments porteurs
- . leur insertion dans le système précédent, éventuellement prévue (cadrancre ...).

Comment contrôler un toit boulonné ?

Nous avons déjà signalé le risque non négligeable de défaillance qui marque le boulonnage dans les conditions présentes.

Or, il s'y attache une gravité particulière. Un soutènement porteur peut freiner ou limiter la chute d'un bloc, il peut aussi se déformer sous une poussée anormale et avertir ainsi de la dégradation du toit. Rien de tel ne protège une voie boulonnée : son toit est réputé "ne pas prévenir", du moins quand on s'en tient aux apparences.

La sécurité dans les voies boulonnées exige donc des moyens de contrôle appropriés, qui doivent être assez simples pour être généralisés à tous les chantiers.

Pratiquement, l'objectif est de découvrir un ou plusieurs paramètres à mesurer et de leur fixer un seuil d'alerte, dont le dépassement commande le renforcement du soutènement.

I. 2 - APPORT DE LA BIBLIOGRAPHIE

Par rapport à ces objectifs, quel est l'apport de la bibliographie ? Dans la première partie, nous avons résumé le contenu de travaux variés, qui abordent rarement le problème dans son ensemble, et dont les préoccupations diffèrent souvent des nôtres. Voyons dans quelle mesure nous pouvons y trouver des réponses, et quels enseignements sont à retenir pour orienter les recherches.

a) Où

Cette première question rencontre très peu d'échos dans la bibliographie.

Quand il est fait mention de la nature des roches, c'est pour juger de la résistance à la traction de la tête d'ancrage ponctuel. Dans ce sens, on ne déconseille certains toits (mous, friables ...) que par rapport à un matériel donné : le boulonnage reste la **solution**, sous réserve d'utiliser un modèle mieux adapté. La vaste panoplie des ancrages modernes le permet et, en dernier recours, dans les terrains les plus délicats, c'est précisément le boulon à ancrage réparti que l'on propose.

Cette attitude s'explique par les conditions très favorables rencontrées là où s'est industrialisé le boulonnage (par exemple USA) : la question "où boulonner ?" ne s'y pose pas, les cas de terrain douteux étant l'exception.

Ce n'est que chez les auteurs liés aux houillères européennes que nous avons retrouvé la préoccupation de déceler des terrains "non boulonnables" (51, 52). Mais leur seule indication est de ne pas boulonner à proximité de failles, ou lorsqu'une "fragilité" quelconque du terrain longe la voie.

D'une façon générale, le problème a été résolu en abandonnant pratiquement le boulonnage ponctuel dans les mines de grande profondeur et exploitée par longues tailles, où les contre-indications étaient trop nombreuses et mal définies.

Avec l'ancrage par résine, les limites sont repoussées, mais le problème reste entier.

b) Comment ?

C'est là le souci majeur de tous. Les travaux sont nombreux et très diversifiés, mais il est à noter qu'ils concernent presque exclusivement le boulonnage ponctuel. Considérons d'abord ce cas.

La place importante consacrée à la tenue des têtes d'ancrage est sans intérêt pour nous : retenons simplement que le critère est d'obtenir une tension maximale.

En ce qui concerne la détermination du schéma et des paramètres de boulonnage du toit, les réponses sont associées à des modèles divers, à des hypothèses simplificatrices sur le comportement des terrains. La difficulté est de savoir s'il est légitime de les appliquer aux conditions rencontrées dans les Houillères Françaises.

Nous pouvons dès à présent écarter certains résultats. Il en est de trop particuliers : par exemple l'épinglage d'un banc mince à un massif résistant. D'autres conduisent à des conclusions inacceptables. Ainsi, ancrer des boulons au delà de la zone fissurée, ou seulement de l'éventuelle cloche d'éboulement, exigerait ici des boulons de plus de 3 m de long, ce qui exclut une solution pourtant sûre. De même, certains calculs s'avèrent inutilisables, tels ceux de Hugon et Costes (53, 1) qui donnent des précontraintes à exercer de l'ordre de la centaine de t/m². Quant aux théories plus élaborées, comme celle de Mac Niven et Ewoldsen, elles n'ont pas donné lieu à des règles pratiques, et il apparaît que le plan de boulonnage obtenu dépend beaucoup des hypothèses (fig. 23). L'exemple proposé est d'ailleurs sans rapport avec les conditions du fond (voie circulaire, profondeur 15 m).

En fait, parmi les recherches effectuées au jour, seuls les travaux de Kolar et de Panek sur maquettes nous semblent présenter un réel intérêt pratique. Leurs abaques sont en effet le moyen pour l'exploitant de définir une combinaison optimale des principaux paramètres du boulonnage. Sans préjuger de la validité globale des abaques de Kolar, nous constatons que leurs indications sont compatibles avec les normes usuelles. Quant à la méthode de Panek, elle semble avoir été utilisée de manière satisfaisante aux U.S.A., mais n'a pas été éprouvée dans des exploitations comparables aux Houillères françaises. Or les conditions

y sont fort éloignées des hypothèses de Panek puisque le toit se fissure et que le fluage des parements crée une compression latérale du toit. Seule l'expérimentation in situ peut indiquer si les conclusions restent valables dans ce cas et également fixer la valeur du coefficient de renforcement nécessaire. Sur ce dernier point, le calcul de Salustovicz ne peut être admis qu'avec réserve : s'il aboutit à des valeurs réalistes des facteurs de boulonnage, c'est en partant de hauteurs de voûte apparemment un peu faibles, et en supposant que ce boulonnage annule la zone détendue, ce qui est peu vraisemblable dans les chantiers français.

Nous devons signaler, à propos de Panek, qu'il nous a surtout intéressé par la description du modèle choisi, plus que par les résultats pratiques. En effet, Panek expose de manière approfondie le comportement d'une poutre composée, pour en dégager les principaux effets du boulonnage par friction et suspension des bancs. Les rappels sur la théorie des poutres nous seront utiles dans l'étude des mécanismes de déformation, chaque fois que seront acceptables les hypothèses d'élasticité et de continuité des strates.

Enfin la bibliographie apporte des instructions déduites de l'observation du fond, des règles empiriques tirées d'une pratique effective, qui présentent l'avantage de rendre compte de la réalité, dans toute sa complexité, mais sont tributaires des conditions locales. Ainsi, l'expérience des Mines de Fer fait connaître les divers modes d'action possibles du boulon et les implications pratiques correspondantes ; mais il n'est pas question d'en transposer les résultats quantitatifs : si la densité de 1 b/m² est acceptable, la longueur des boulons proposée en terrain stratifié (le tiers de la longueur de la voie) serait bien souvent de 1 m, ce qui est notoirement insuffisant.

En ce qui concerne le boulonnage à ancrage réparti, la bibliographie est très peu abondante. Du fait de son apparition récente, il est peu de travaux qui se fondent sur l'expérience du fond. Quant à son étude théorique, elle a rarement été abordée. Ceci étant, peut-on lui appliquer en partie ce qui a été établi pour l'ancrage ponctuel ?

L'action du boulon y est différente : la tige s'oppose au décollement des strates qu'elle solidarise et lutte par cisaillement contre leur glissement mais il n'y a pas de tension initiale. Cela rend inapplicables les théories fondées sur la précontrainte et la résorption des zones de traction.

Il est à priori plus étonnant que l'effet de consolidation par boulons collés s'avère nul sur les maquettes du "Bureau of Mines". Les études de l'Ecole des Mines de Paris expliquent le fait en montrant que l'action de ces ancrages ne se manifeste qu'en dehors du domaine élastique, lorsque les premières fissures apparaissent. En réalité, cette situation apparaît sans doute rapidement et l'effet de renforcement mis en évidence par les essais in situ (60) est alors incontestable. Dès lors se rapprochent les comportements des 2 modes d'ancrage, et cela justifie l'analogie dans la façon de boulonner.

Dans la pratique, en effet, on est passé de l'ancrage ponctuel à l'ancrage réparti, en appliquant les règles antérieures, tout en constatant l'amélioration des résultats. C'est ce qui nous a permis, à défaut de résultats théoriques, de trouver dans la bibliographie un ensemble d'indications pratiques, provenant principalement de l'expérience des Mines de Fer (14). Nous en retiendrons les principes essentiels. D'abord les boulons ont à jouer un rôle de frettage de la poutre stratifiée soumise à des poussées latérales, et cela conduit à les poser perpendiculaires au strates. Il faut par ailleurs s'opposer au cisaillement des terrains et à la formation d'une cloche, et pour cela placer des boulons obliques, perpendiculaires aux lignes de rupture. Dans l'ensemble, ces remarques semblent justifier le schéma adopté aux Houillères avec les boulons inclinés au-dessus des parements. Mais il nous reste à en déterminer tous les paramètres.

Enfin se pose le problème du choix du boulon lui-même. Dans ce sens de nombreux essais au jour ont étudié les principaux facteurs qui déterminent son comportement. Or, ce qui reste à déterminer, c'est précisément le comportement souhaité du boulon. En particulier quelle résistance, quel allongement lui permettront une action optimale sur le terrain ? Donnant la priorité aux possibilités d'allongement, les Mines de Fer conseillent les tiges lisses. Mais malgré les premières tentatives d'étudier in situ l'état du boulon (par jauges de contraintes) les connaissances sur l'interaction du boulon et du terrain ne sont pas suffisantes pour apporter les réponses appropriées.

c) Le contrôle de la voie boulonnée

Sur ce sujet, la bibliographie présente des orientations bien distinctes suivant qu'il s'agit de la vie des terrains, ou seulement du boulon.

L'attitude la plus répandue consiste à contrôler si l'ancrage remplit bien la mission prévue. En l'occurrence, il s'agit de mesurer la tension de la tige et ce procédé ne peut évidemment pas être étendu au boulon à la résine.

Suivant cette préoccupation, il serait possible toutefois de chercher à déceler la défaillance de ces boulons, par exemple leur rupture. Mais il faut souligner l'insuffisance de ce seul contrôle : le fait que la tenue des ancrages soit bonne ne garantit pas l'intégrité de tout le toit, en particulier au-dessus ou à côté de la partie boulonnée. Les incidents observés dans le passé aux Houillères montrent qu'on ne peut pas s'en contenter.

Or, le contrôle du terrain lui-même n'est abordé que très rarement. Pour beaucoup d'auteurs, il est probable que de très bonnes conditions les dispensent de ce souci. Quels moyens proposent les autres ? A part la recommandation d'être attentif aux craquements et aux fissures le long des parements (52), ce sont les méthodes en usage aux Mines de Fer.

Il s'agit d'abord de suivre à l'endoscope le progrès de la fissuration. Mais ce n'est qu'avec les ancrages ponctuels qu'une règle existe, fixant aux 2/3 de longueur des boulons la limite de la zone fissurée. Avec les boulons à la résine, et à plus forte raison dans les chantiers des Houillères, il faut admettre une fissuration bien plus étendue, dont l'étude n'est pas faite.

Nous retiendrons surtout les mesures de la déformation du toit, en particulier de son expansion entre plusieurs niveaux. Certes, il n'est pas précisé de seuil à ne pas dépasser, et nous savons que leur ordre de grandeur est bien plus faible que dans les Houillères. Mais il est une indication précieuse suivant laquelle un toit correct présente une expansion qui s'amenuise quand on s'éloigne du vide de la voie.

Nous analyserons plus loin la solution adoptée par les Houillères

- mesure de l'expansion et seuil de 50 mm - mais remarquons dès à présent son originalité. A l'origine elle s'inspire de la première démarche, et s'attache à prévenir une éventuelle rupture de tige par une observation indirecte. Mais cette mesure renferme une information sur le terrain qui peut présenter par là un intérêt supplémentaire. En particulier, on a cherché à connaître le décollement éventuel entre la poutre boulonnée et les bancs susjacentes, en haussant les dispositifs à 2,40 m, c'est-à-dire plus haut que les boulons. Il en a découlé une certaine ambiguïté dans l'interprétation des mesures, se référant tantôt au terrain, tantôt au boulon, tout en gardant le même seuil.

d) Conclusion

La bibliographie est la source de nombreuses hypothèses et d'exemples divers qui ont alimenté nos recherches. Mais par rapport aux objectifs, le bilan fait ressortir bien peu de réponses concrètes, directement exploitables. Il est utile, avant de définir nos propres voies de recherches, de dégager les principales causes de cet insuccès.

Tout d'abord, l'ancrage réparti est d'un usage récent, encore limité, et presque toute l'expérience rapportée est celle du boulon à ancrage ponctuel. Ce fait oblige à la transposition délicate de nombreuses études, quand il ne leur enlève pas tout intérêt. En particulier, certains travaux théoriques sont à ce point orientés en fonction du boulon précontraint qu'ils déniaient toute efficacité à l'ancrage réparti - attitude qui en a probablement retardé l'essai -.

Par ailleurs, la bibliographie se réfère le plus souvent à des conditions fort éloignées de celles des Houillères françaises. Dans l'ensemble la profondeur y est faible, les facteurs naturels bien plus favorables au boulonnage. Quant à l'exploitation, elle est fréquemment conduite par "chambres et piliers", ce qui n'est pas sans conséquences: la durée de vie espérée du toit boulonné est généralement bien plus brève que dans une voie de taille rabattante, et surtout les problèmes qui nous préoccupent au passage de taille ne se posent évidemment pas.

Un tel décalage explique que, non seulement les solutions proposées ne nous conviennent pas, mais encore que s'imposent aux lecteurs des objectifs qualitativement différents des nôtres. Par exemple, l'acuité des problèmes

L'une est d'étudier la mécanique du toit boulonné, de dégager les lois fondamentales qui régissent les rapports entre boulons et terrains. Sur ces bases, pourrait s'élaborer une théorie conduisant en particulier au calcul des facteurs de boulonnage et à la détermination des moyens de contrôle. Mais cette solution globale se heurte à la très grande complexité de la réalité du fond qu'il s'agit d'appréhender. C'est pourquoi, en nous fondant sur les multiples précédents offerts par la bibliographie, nous pouvons présager que cette étude serait fort longue, et que les applications pratiques n'en seraient pas garanties dans les délais requis.

L'autre voie consiste à faire prendre différentes modalités à un facteur donné, et en comparer les résultats. Cela ne fournit pas forcément une solution optimale, mais permet une sélection parmi les moyens techniques disponibles, sans faire appel à la compréhension des phénomènes. Les essais comparatifs sont ainsi un moyen sûr de faire face aux choix technologiques les plus urgents. Toutefois, leur champ d'application est limité par l'extrême lourdeur du procédé qui, pour un résultat parcellaire, met en oeuvre des moyens considérables. Par là même, il serait illusoire d'envisager de cette façon une étude exhaustive des facteurs du boulonnage.

En fait, nous nous efforcerons de développer de front des deux aspects, qui sont complémentaires. C'est la réalisation d'essais intéressant directement l'exploitant qui lui fait accepter une expérimentation in situ et des investigations d'intérêt moins immédiat. Le résultat même de ces essais comparatifs peut en outre donner lieu à des hypothèses sur le comportement des terrains. En retour l'amélioration des connaissances fondamentales permet d'innover, de concevoir de nouvelles dispositions pratiques. C'est en tenant compte de cette dualité, que nous allons définir des mesures et des méthodes.

Le choix d'une mesure dépend de l'aspect de la réalité qu'elle est censée représenter. S'il s'agit de chiffrer les critères sur lesquels l'exploitant juge la réussite d'un chantier ou l'efficacité d'un soutènement, c'est surtout au rétrécissement de la voie, donc aux différentes convergences, que s'appliquera la mesure. Mais ces caractères apparents ne suffisent pas à l'étude de la mécanique des terrains autour de la voie. Pour saisir ce phénomène plus large et plus complexe, il faut à priori le diviser en tous ses éléments accessibles à

la mesure. Ce découpage se trouvera facilité et allégé si la recherche en est guidée par des hypothèses sur le système étudié : on s'efforcera alors d'attacher une mesure à chaque mécanisme élémentaire de déformation mis en évidence.

C'est ainsi que la référence à un modèle de poutre composée, qui se caractérise en bref par la flexion, le décollement et la rupture de ses bancs, déterminera un ensemble cohérent de mesures : flèche ou déformée du toit, expansions des strates boulonnées, localisation des ruptures etc ... De même, c'est le fait de considérer la veine comme un appui qui, mettant l'accent sur sa résistance, incitera à en mesurer l'expansion. Ces quelques exemples illustrent la nécessité d'une adaptation constante de la mesure à l'état des connaissances et des hypothèses, ce qui impliquera de notre part un effort important dans la définition et la mise au point des moyens de mesure.

Une fois choisies les mesures, il reste en vue de leur réalisation et de leur traitement à définir les méthodes qui permettent d'en tirer toute l'information possible et de les interpréter.

Rappelons d'abord que les diverses mesures reflètent chacune un élément particulier d'un même système rocheux qui forme un tout. Cette unité se traduit par des interdépendances dont il faut tenir compte pour donner aux mesures leur pleine signification. Ainsi, la synthèse de l'ensemble de ces informations doit conduire à une reconstitution simplifiée du phénomène réel. Pour ce faire, nous chercherons à mettre en relation des mesures différentes effectuées au même endroit, ce que l'organisation des stations de mesure rend possible. L'étude approfondie de ces liaisons et des observations locales de toute nature constitue la base d'une méthode d'analyse du comportement du toit.

Par ailleurs, les mesures du fond se caractérisent par une très forte variabilité le long d'une voie, ou d'un chantier à l'autre, qui tient à l'hétérogénéité naturelle des terrains et à de multiples influences parasites des exploitations environnantes. La connaissance d'un chantier nécessite donc l'implantation d'un réseau serré de points de mesure. La recherche de lois générales, au caractère évidemment statistique, ne peut se mener qu'à partir de données nombreuses. Quant aux problèmes de comparaison, le fait que l'on ne puisse reproduire les mêmes conditions en des endroits différents complique

les plans d'expérience : répétitions et alternances sont nécessaires pour déceler et éliminer la dérive due au "facteur terrain". Ainsi, le recours à des méthodes statistiques s'impose.

Suivant l'objectif poursuivi, nous insisterons sur l'application de telle ou telle méthode qui s'y adaptera le mieux. Ainsi la question "Comment boulonner?" se rapportant essentiellement à des facteurs connus et modifiables à volonté, il conviendra d'en comparer les modalités à l'aide de plans d'expérience. "Où boulonner ?" fait intervenir des facteurs variés qu'il faut déterminer et sur lesquels on ne peut pas agir: Tout en nous guidant sur des connaissances générales, nous chercherons à observer un grand nombre de chantiers différents, et à relier statistiquement les effets mesurés aux caractéristiques naturelles et d'exploitation. Enfin l'étude du contrôle, qui implique une bonne compréhension des phénomènes, en particulier pour définir des procédés nouveaux, fera surtout appel à la méthode "analytique", tout en s'appuyant sur des considérations statistiques qui permettent de tester l'efficacité des moyens proposés.

Dans un souci de clarté, nous présenterons d'abord un exposé détaillé des mesures réalisées, puis un exemple de dépouillement illustrant la méthode d'analyse du comportement d'un toit.

Cela permettra dans la 3ème partie de regrouper les résultats sous forme synthétique, en faisant référence à des campagnes de mesure résumées en annexe.

II

MESURES

Nous avons généralement utilisé des méthodes de mesures établies et éprouvées au Laboratoire de Mécanique des Terrains houillers. La plupart sont connues de longue date et ont fait l'objet de publications (43, 44, 47).

Nous nous contenterons donc de les présenter sous la forme où nous les avons employées et d'en rappeler sommairement la description. Nous développerons avec plus de détails les procédés récents que nous avons contribué à mettre au point et réalisés dans le cadre de notre étude (essentiellement l'endoscopie et l'extensométrie).

L'ensemble de ces mesures se répartit entre les catégories suivantes :

. Les mesures externes de la déformation de la voie. Elles sont représentatives des effets pratiques des mouvements des terrains : action sur le soutènement, obstacle aux communications, gêne pour l'aérage. Elles interviennent donc en premier lieu dans le traitement des problèmes concrets dont se préoccupe l'exploitant. Par ailleurs, elles présentent l'intérêt de résumer, "d'intégrer" un ensemble de mouvements qui siègent dans un domaine étendu autour de l'excavation.

. Les mesures internes, plus généralement les observations faites dans l'épaisseur des roches. La difficulté est de déterminer une grandeur à la fois accessible et représentative d'un caractère intéressant du terrain. En général, le champ exploré est limité au voisinage d'un trou de sondage. La mesure la plus répandue est celle de l'expansion, dont l'expérience a montré qu'elle était un critère d'appréciation de la santé d'un toit. Dans quelques cas, la pression de capsules BOM a été mesurée.

Plus récemment, avec le souci d'une connaissance plus directe et plus fine, sont apparus de nouveaux moyens d'investigation : les tubes cassants pour déceler les fractures, et surtout l'endoscope. L'étude interne des terrains doit permettre d'approfondir l'explication des mouvements observés, d'en rechercher les causes, les mécanismes. Conduisant à une prévision plus précise, elles présentent un intérêt accru en voie boulonnée du fait de l'obligation de contrôler systématiquement la tenue du toit.

. Enfin, les mesures concernant le boulon lui-même. Il s'est agi initialement de tester la résistance du boulon, de contrôler sa tenue face aux sollicitations du terrain. Ne pouvant mesurer sa tension comme celle des boulons ponctuels, on a cherché à déceler sa rupture éventuelle grâce au métalloradar, ou à mesurer son allongement total par un système à fil. L'extensométrie, par la mesure d'un allongement ponctuel en différents points, élargit les possibilités : analyser le comportement du boulon et, plus généralement, l'interaction tige-terrain.

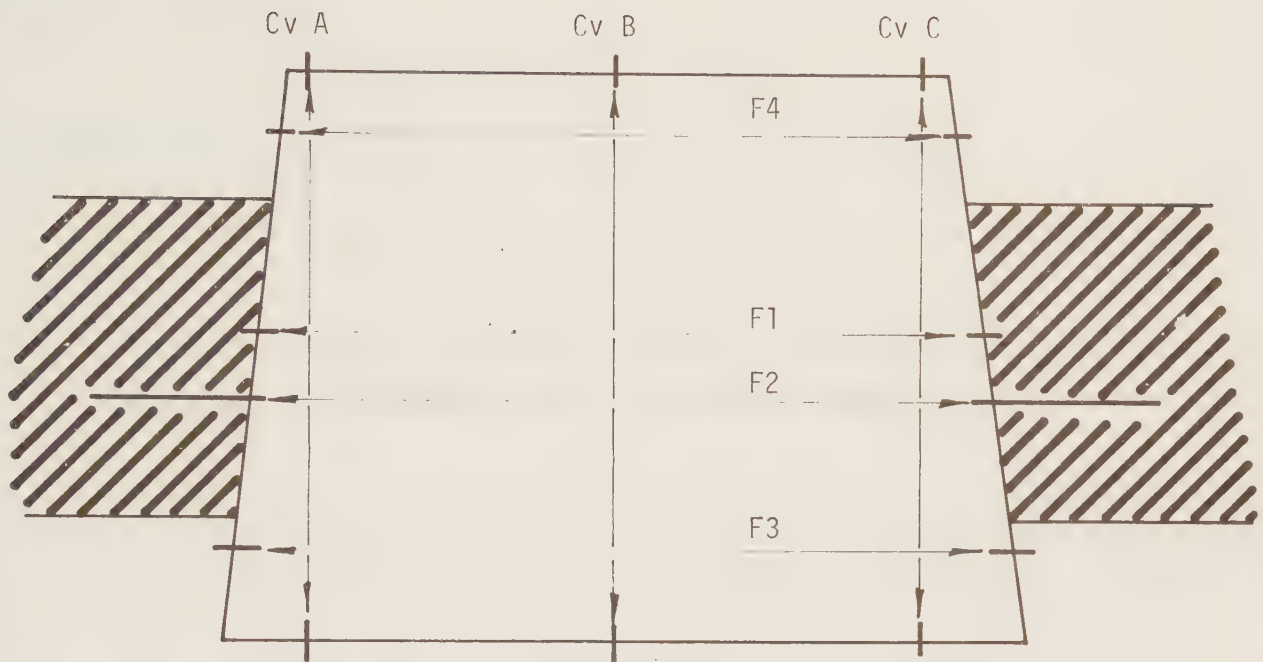
La simplicité de certains dispositifs pourra étonner, elle est justifiée pourtant par l'ordre de grandeur des déformations. Les expansions sont de l'ordre du centimètre ou décimètre, la flèche du toit peut être bien supérieure, et les convergences peuvent atteindre beaucoup plus d'un mètre. Dans ces conditions, il n'est pas nécessaire de rechercher une précision inférieure au millimètre.

Quant à la réalisation pratique, rappelons que nous avons recherché la réalisation conjointe des mesures de différents types, en des stations de mesures dont on peut trouver des exemples dans les résumés de nos campagnes (en annexes III à VIII).

La fréquence des mesures n'est pas indépendante de l'effectif du personnel disponible. Mais nous nous sommes efforcés d'obtenir des mesures d'autant plus rapprochées que le gradient des mouvements est élevé. Si une mesure quotidienne est souhaitable au début du creusement ou au passage de taille, on peut sans inconvénient prendre un intervalle supérieur à la semaine quand les mouvements sont amortis. Cela ne dépend que de l'évolution des courbes des mesures.

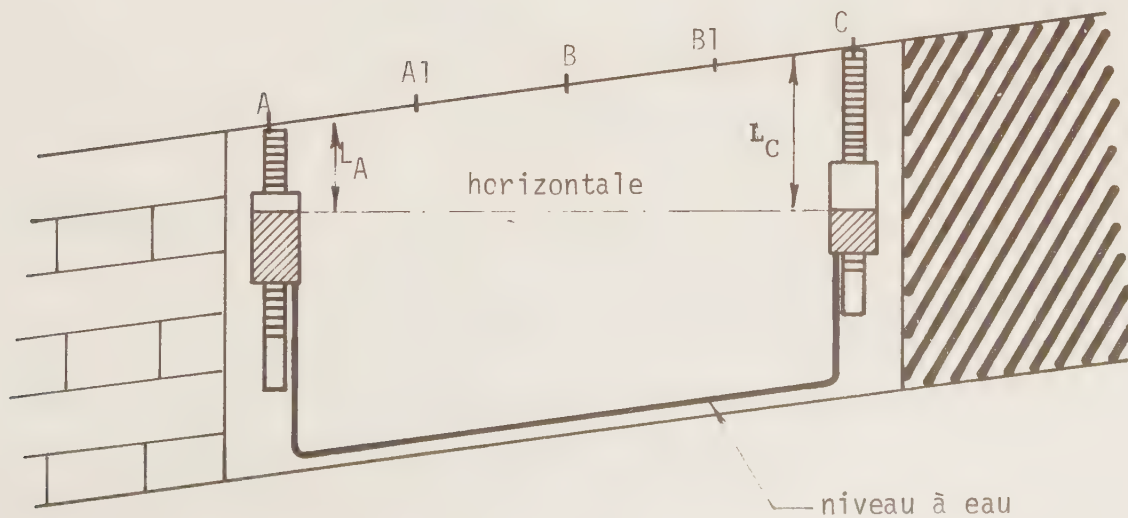
FIG 33

- MESURE DES CONVERGENCES -



* Toutes les broches sont ancrées à la résine à leur extrémité.

- MESURE DE LA DEFORMEE DU TOIT -



II. 1 - MESURES EXTERNES

a) CONVERGENCES (Fig. 33)

Les convergences ont gardé en voie boulonnée un rôle appréciable, celui de caractériser globalement l'ampleur des mouvements.

La convergence des épontes a généralement été mesurée en 3 points de la section de la voie : au centre et à l'aplomb de chaque parement.

Notons que nous n'avons pas réalisé de mesures "absolues" du déplacement du toit ou du daisne. Cela tient moins à la difficulté de trouver un point fixe qu'à celle de disposer d'un personnel qualifié pour ces mesures délicates.

La convergence des parements, connue sous le nom de "fluage", a été l'objet de nombreuses mesures, en particulier dans plusieurs études concernant le traitement des mézières. Il s'est agi du rapprochement de broches ancrées dans la veine, et parfois dans les bancs de roches situés de part et d'autre. Nous avons aussi mesuré des fluages entre broches ancrées à 1,80 m dans la veine, dans le but essentiel de pallier la grande dispersion des mesures superficielles.

Enfin, nous avons adopté aux HBNPC une prise de mesure indépendante pour chaque parement, en cas de nécessité, grâce à un fil à plomb fixé à un repère au toit. Cela nous a permis d'échapper à l'obstacle de l'encombrement des chantiers, et de mesurer le fluage du massif en après-passage.

b) DEFORMEE DU TOIT

L'objectif de cette mesure est de déterminer la déformation du toit pendant son affaissement. En effet, on constate toujours qu'au passage de la taille le toit a tendance à basculer vers les vieux travaux ; par ailleurs, le toit d'une voie présente souvent une flèche en son milieu. Parfois encore un pli se forme du côté opposé à celui de la taille et en général l'apparition de ce pli

s'accompagne d'une détérioration importante de la galerie. Le but de ces mesures est donc de déceler l'amorce de ce pli, de chiffrer l'importance de la flèche et du basculement.

Le principe de la mesure est de caractériser la déformation du toit par la différence d'affaissement de plusieurs points du toit puis dans une même section de la voie. En général on utilise 5 points (matérialisés par 5 broches en bois ancrés à 30 cm dans le toit).

L'appareil utilisé est formé par deux tubes à essais reliés par un tuyau souple. Les deux tubes à essais peuvent coulisser sur une tige métallique graduée.

La mesure consiste à suspendre un des tubes à essais à une broche du toit (Exemple : point C). L'autre support est suspendu successivement aux autres broches du toit (points A, A1, B, B1). A chaque stabilisation du niveau d'eau, on note la distance séparant la broche du toit du niveau de l'eau. Si l'on fixe par exemple l'appareil aux points A et C (figure 33), la mesure consiste à relever les deux distances l_A et l_C . La différence de niveau entre les points A et C est déterminée par la différence $l_C - l_A$.

c) MESURE DE DILATATION OU DE CONTRACTION DU TOIT

Cette mesure vise à déterminer la variation de largeur de la voie au niveau du toit.

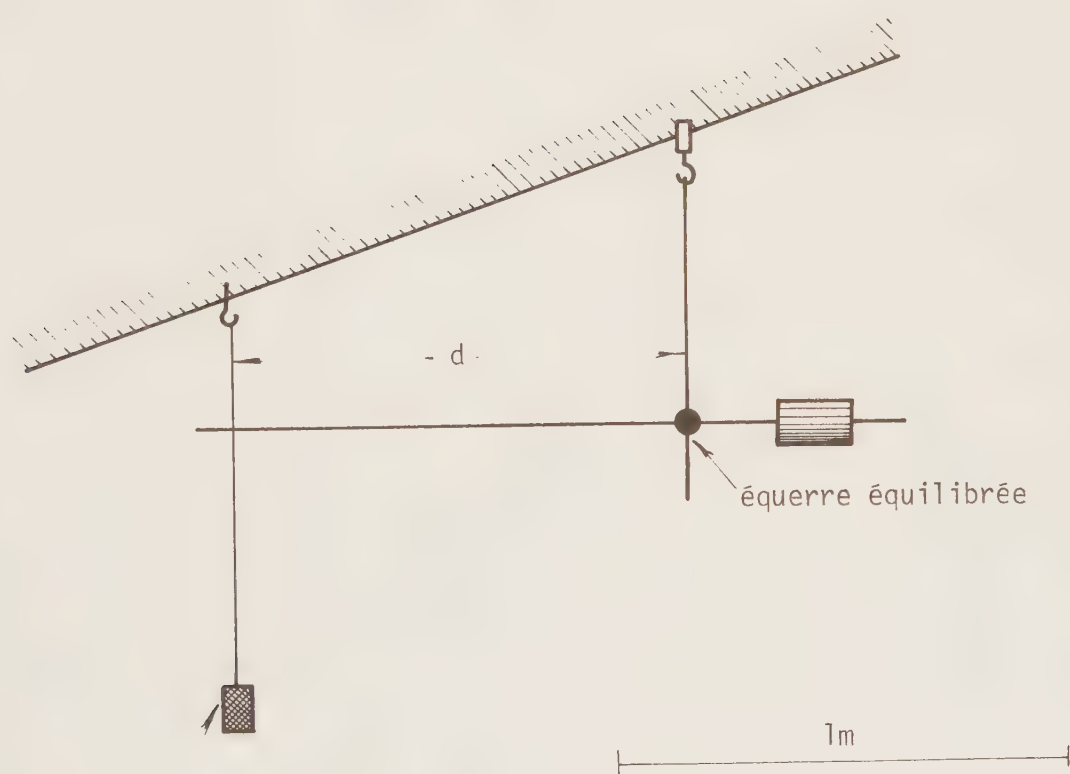
La méthode consiste à mesurer le déplacement horizontal de broches du toit. En divisant le déplacement horizontal par le sinus du pendage, on obtient la dilatation ou la contraction de la fibre superficielle du toit.

Pour mesurer le déplacement horizontal des broches du toit, nous avons utilisé un fil à plomb et une équerre équilibrée (Fig. 34) dont la branche horizontale était graduée. En suspendant la branche verticale de l'équerre à une broche et le fil à plomb à une broche voisine, on lit à l'intersection du fil et de la branche horizontale de l'équerre la distance horizontale séparant les deux broches. En effectuant des mesures croisées on peut obtenir une précision de 1 millimètre.

FIG 34

— MESURE DE LA CONTRACTION LATÉRALE

DU TOIT -

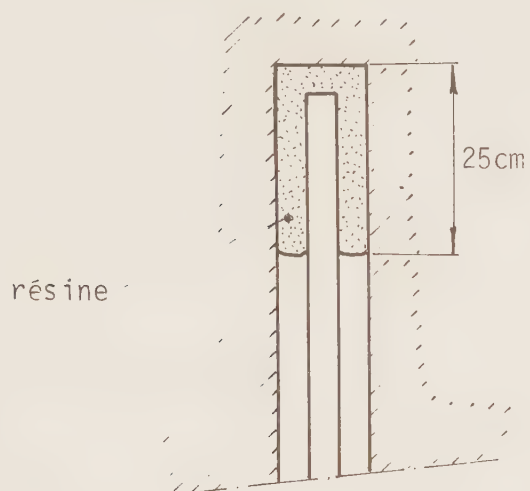


Fil à plomb

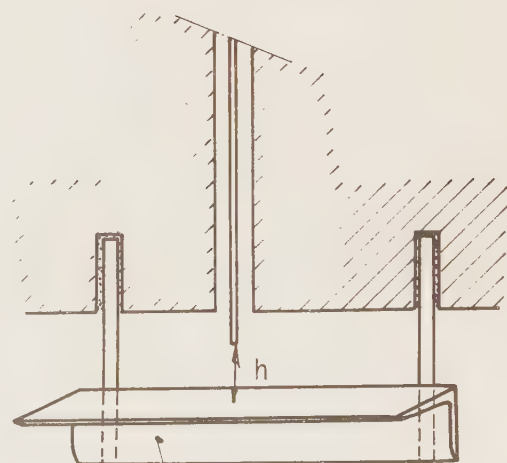
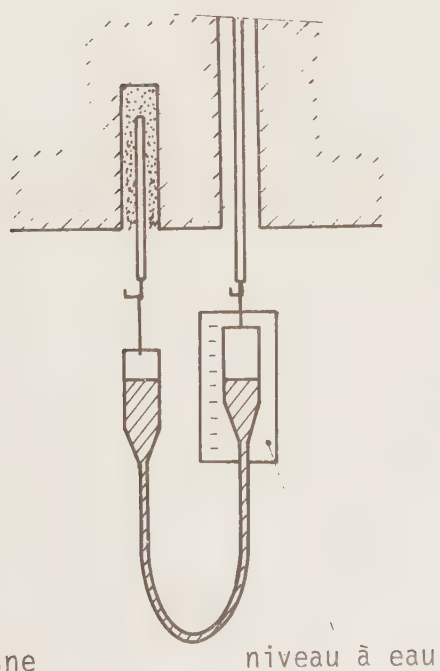
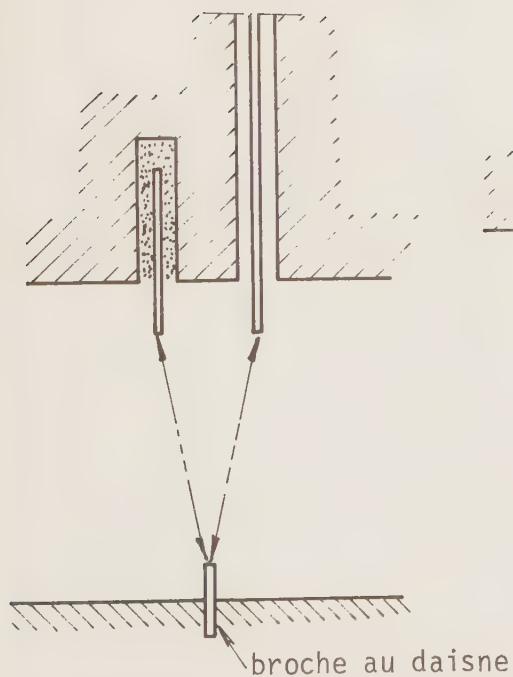
FIG 35

— DISPOSITIFS DE MESURE DE L'EXPANSION —

— Ancrage de la broche :



— Différents procédés de mesures :



cornière ancrée
par 2 broches
à la résine

Nous avons utilisé en général 5 broches par section de voie pour réaliser cette mesure.

L'expérience a montré que ces mesures étaient très longues et, comme elles étaient affectées par la flexion du toit, elles ont dû être abandonnées.

II.2 - MESURES ET OBSERVATIONS INTERNES

a) EXPANSION DU TOIT

L'expansion des bancs du toit est une grandeur dont la mesure est relativement simple. Elle intègre la flexion des strates, leur feuilletage, les multiples fissurations survenues dans la roche.

La mesure d'expansion a été, de ce fait, l'élément essentiel d'une appréciation globale de l'état d'un toit et de son évolution.

Le relevé en a été systématique dans toutes les voies boulonnées des Houillères, en particulier à titre de contrôle du toit.

Les dispositifs de mesure, généralement implantés au milieu de la voie, ont une longueur de 1,80 m à 2,40 m le plus souvent, atteignant 4 m dans certains cas. Ils sont constitués soit de broches, soit de fils, ancrés au fond des trous, et dont on mesure le déplacement à la surface du toit.

S'il s'agit de broches, elles sont scellées à la résine sur 20 cm environ. Pour le contrôle visuel, on munit la tige d'une bande de scotchlight à la sortie du trou : l'enfoncement de cette bande prévient de l'aggravation de l'expansion. Quant à la mesure, précise au mm, elle est prise par rapport à une courte broche de repère, grâce à l'un des procédés suivants (Fig. 35) :

- mesure de la distance à une broche au daisne. Ce procédé, qui se heurte à l'encombrement de la voie, est abandonné ;

- mesure de niveau, en particulier dans les stations où l'emploi du niveau à eau est requis pour déterminer aussi la déformée du toit ;
- mesure de distance à une cornière ancrée au toit. C'est le procédé le plus répandu aux HBNPC où il a été choisi pour les stations de contrôle.

Ces dispositifs sont simples et robustes. Mais ils présentent l'inconvénient de bloquer leur tige dans les terrains lorsque le trou n'est plus assez droit. Ce fait et la difficulté de constituer des tiges longues limitent pratiquement leur longueur à 2,40 m.

Dans les dispositifs à fil, l'ancrage est réalisé à l'aide d'un coin de bois (Fig. 36). Le repère de mesure est soit une petite broche, soit un bouchon conique dans lequel passe le fil. Le niveau à eau peut aussi être utilisé. Le système à fil évite en partie les défauts précités : sa longueur ne pose aucun problème et le fil fonctionne tant que le trou existe, même rétréci. En revanche, le dispositif ne permet pas de contrôle visuel et présente une certaine fragilité : le fil peut se casser ou être corrodé par certaines eaux d'infiltration. C'est ce système qui a été retenu aux HBL (48).

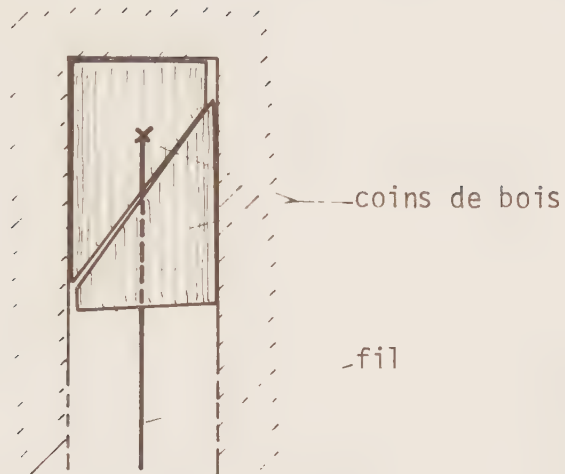
b) CAPSULES MANOMETRIQUES (Fig. 37)

Ces capsules sont inspirées des travaux effectués par le "Bureau of Mines" des Etats Unis. Placées dans des trous creusés dans le massif, elles sont destinées à faire apparaître les variations des pressions qui s'exercent sur leurs parois. Le corps de la capsule se présente sous la forme d'un tube métallique aplati, soudé à ses extrémités et relié par une canalisation à faible diamètre à un manomètre indicateur. Il est enrobé de norsodyne, de façon à donner à l'appareil une forme extérieure cylindrique de diamètre bien défini. La capsule étant remplie d'huile, l'appareil est mis en place au fond d'un trou dont le diamètre est juste suffisant pour permettre son introduction. L'huile contenue dans la capsule est ensuite mise en pression à l'aide d'une pompe. La capsule se dilate en provoquant la rupture de l'enrobage qui vient ainsi en contact intime avec la paroi du trou.

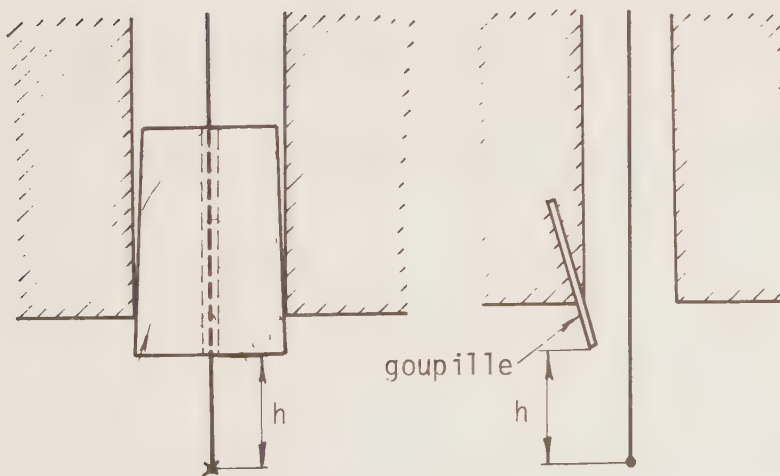
— DISPOSITIFS DE MESURE DE L'EXPANSION —

DISPOSITIF A FIL

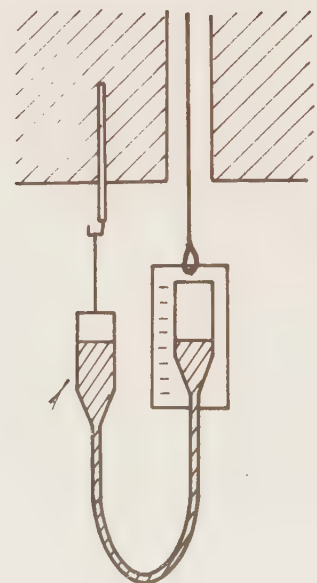
— Ancrage du fil :



— Mesure du déplacement du fil à l'entrée du trou :



broche tronconique
en bois



niveau à eau

FIG 37

— CAPSULES POUR TROUS DE SONDE TYPE B.O.M. —

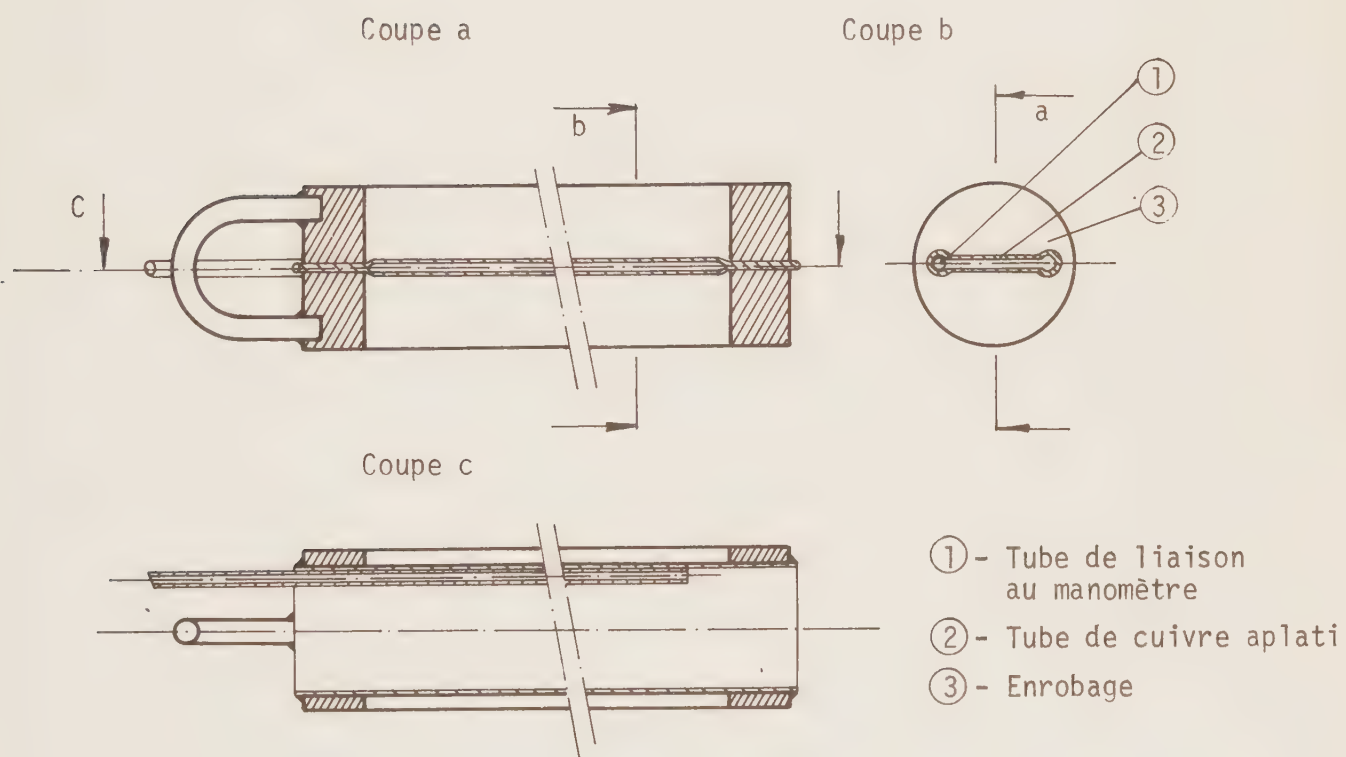
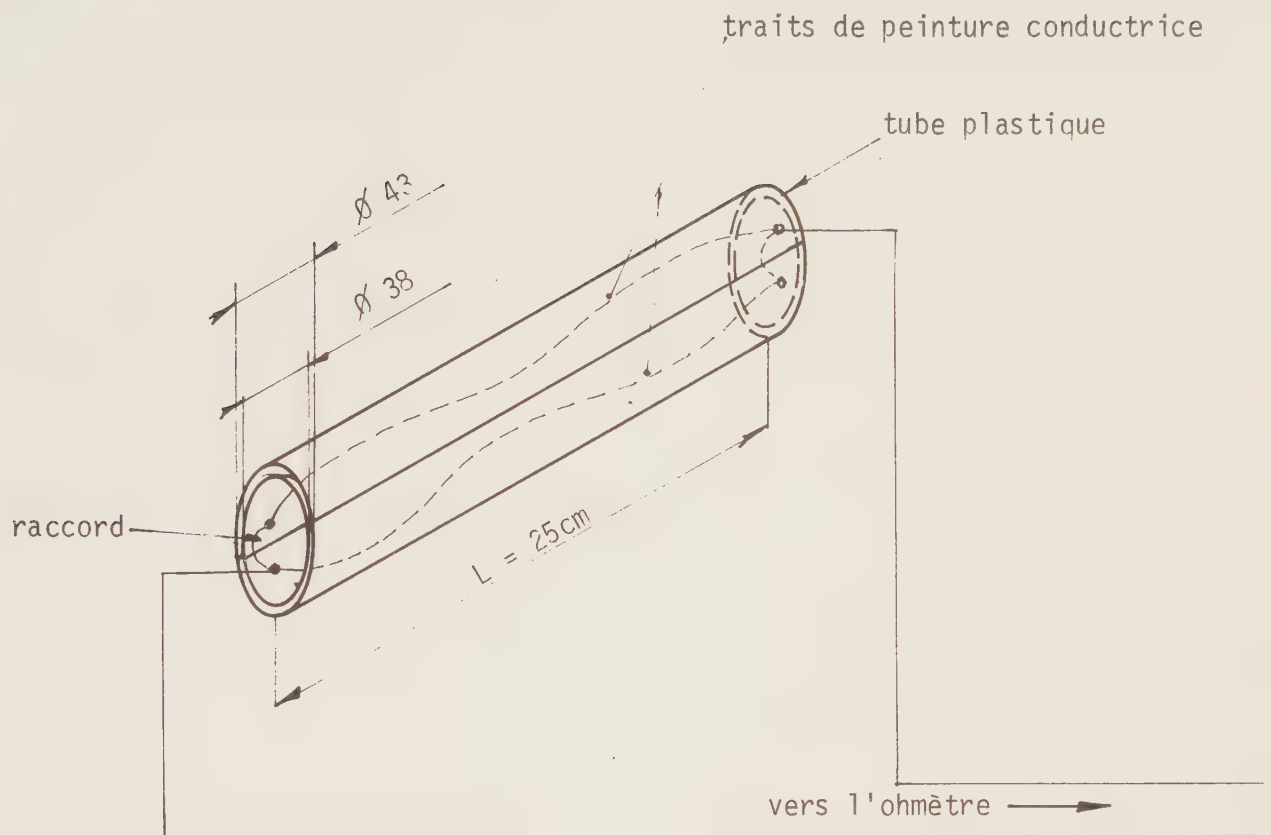
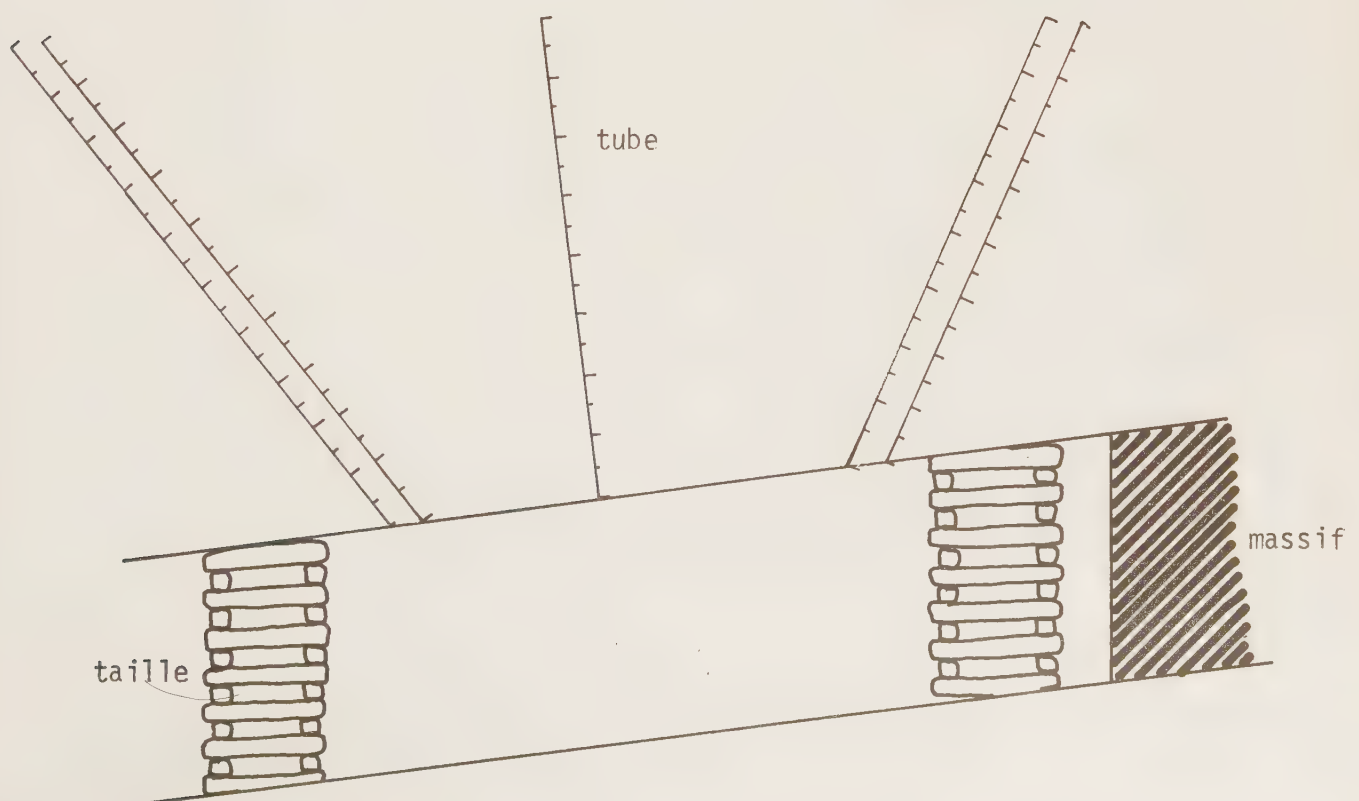


FIG 38

- CAPTEUR DE FRACTURATION DU TOIT -



- IMPLANTATION DES TUBES -



Dans quelques voies des HBL, nous avons utilisé ces capsules dans les parements opposés à la taille pour étudier l'influence du front de taille sur l'appui du toit boulonné.

c) DETERMINATION DE LA FRACTURATION DU TOIT

Lorsqu'il y a rupture d'un banc du toit, il se produit en général un déplacement relatif des deux lèvres de la fracture. Pour déterminer la fracturation du toit, nous avons enregistré les décrochements des bancs à l'aide de capteurs.

Le principe de la construction des capteurs a été mis au point par J. PITSILIS (61). Un capteur est constitué (Fig. 38) par deux demi-tubes de plexiglas enduits intérieurement de peinture conductrice. Chaque extrémité du tube est muni d'un fil électrique de façon à constituer un circuit électrique relié à un ohmètre par l'intermédiaire d'un système de multiplexage. L'ohmètre enregistre sur un rouleau de papier l'intensité du courant passant dans le circuit du capteur. Lorsqu'il y a rupture du capteur, le courant ne passe plus et l'enregistreur marque un pic sur la bande de papier.

Dans une section de voie nous forons 5 trous à un diamètre de 45 mm : quatre de 5 mètres et un de 4 mètres (Fig. 38). Deux trous parallèles sont forés près du parement côté taille et leur inclinaison est telle que ces trous se dirigent au-dessus de l'exploitation. De façon symétrique, deux trous parallèles sont forés près du parement côté massif et en direction du massif en place. Ces deux paires de trous servent à déterminer les ruptures des bancs au-dessus des appuis de la voie. La direction des ruptures est facilement déterminée grâce aux deux trous forés parallèlement. En effet, on peut repérer au même instant quels sont les capteurs qui se rompent. En joignant l'emplacement des deux capteurs, on obtient la direction de la fracture.

Le dernier trou est foré au milieu de la voie et perpendiculairement aux strates. Les capteurs situés dans ce trou permettent de déterminer le déplacement des bancs du toit parallèlement à la stratification.

Nous avons fait un essai dans une voie du Bassin de Lorraine (voie de tête de Veine 3, Panneau A, Siège Wendel) et nous avons pu observer nettement la fracturation successive des bancs du toit. Cette fracturation s'est produite dans la partie du toit située au-dessus du massif non exploité.

Nous n'avons malheureusement pu faire qu'un seul essai parce que cette méthode bien qu'efficace est très lourde et revient cher.

d) **ENDOSCOPIE**

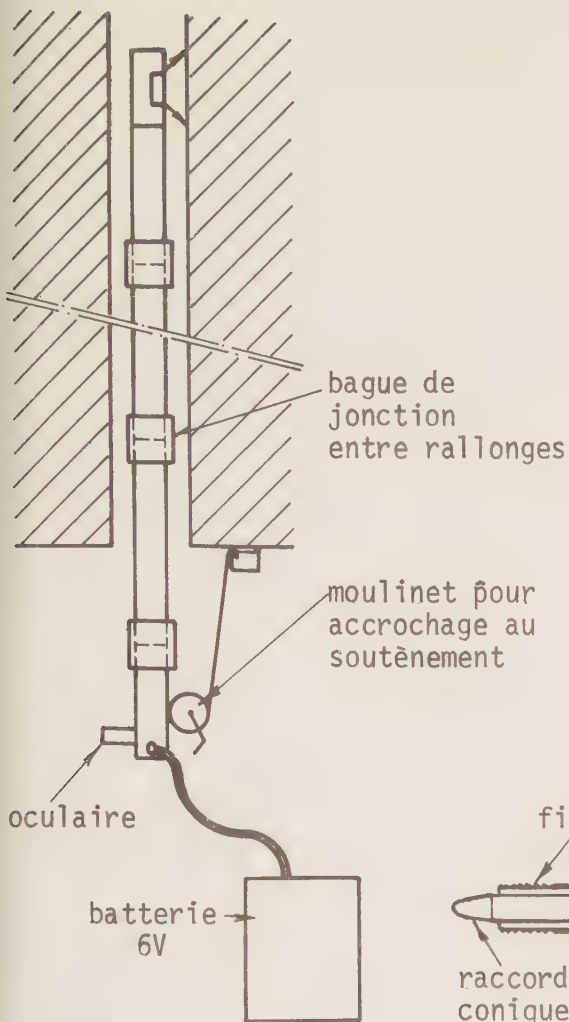
Principe

L'endoscopie est une observation interne des terrains, que l'on obtient en déplaçant un système optique à l'intérieur de trous forés dans la roche.

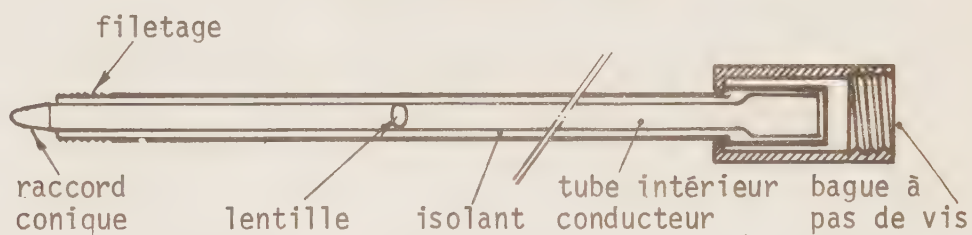
l'endoscope

L'instrument utilisé -l'endoscope- rappelle dans ses grandes lignes un périscope dont la constitution tubulaire est adaptée à un usage bien particulier (Fig. 39). Il est formé d'un oculaire, de rallonges en nombre variable, enfin d'une tête lumineuse. Les rallonges de 1 m se raccordent par des bagues vissantes et permettent d'atteindre une longueur totale de 5 m. La tête lumineuse éclaire et fait observer la surface du trou sur quelques cm de long : soit par une vision panoramique donnant l'image d'une zone annulaire située au delà (tête panoramique), soit par une vision latérale plus précise mais dans un champ réduit (tête normale).

L'alimentation de l'ampoule est assurée par une batterie classique de 6 volts, les conducteurs sont les tubes coaxiaux constitutifs des rallonges. Le faible voltage est exigé par l'ambiance grisouteuse des chantiers et a permis l'agrément de l'appareil comme étant de sécurité intrinsèque. Mais il détermine un éclairage relativement faible, ce qui exclut notamment un éventuel allongement de l'endoscope à plus de 5 m.



Coupe d'un tube rallonge :



TETE DE VISION LATÉRALE :

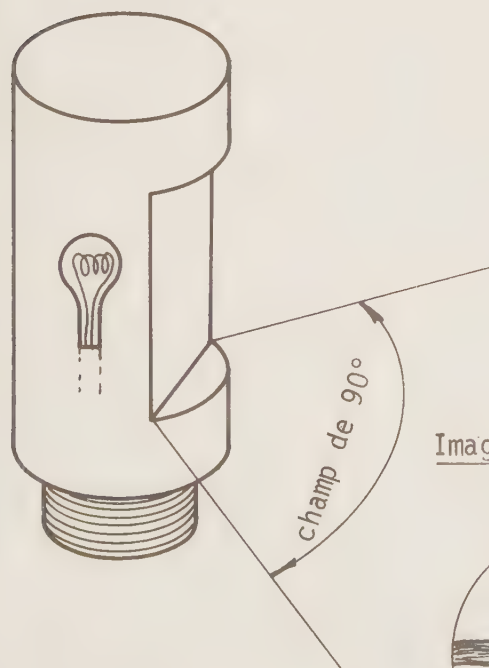


Image d'une fissure horizontale



TETE PANORAMIQUE DE VISION ANNULAIRE :

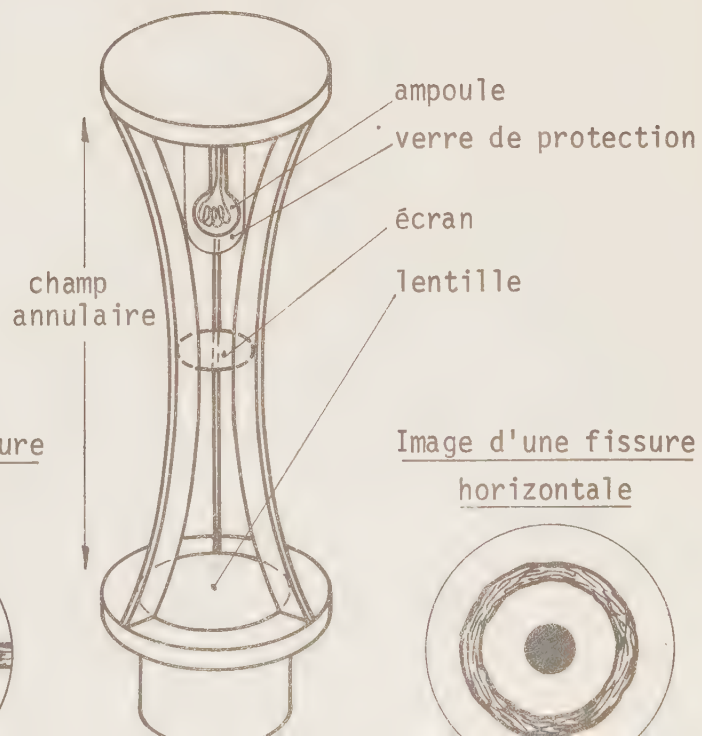
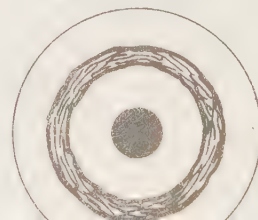


Image d'une fissure horizontale



les trous

Le champ d'investigation s'étend donc environ 4,5 m au-delà des parois, dans la mesure où l'on a foré des trous convenables.

Ces trous ont tendance à s'obstruer par chute d'écailles ou, ce qui est sans remède, par décalage des strates. Pour garantir le libre passage de l'endoscope de 35 mm de diamètre, il faut donc forer au plus grand diamètre possible, dans la limite des moyens employés et des temps de foration acceptables. Nous avons foré parfois à un diamètre de 50 mm, le plus souvent à un diamètre de 42 mm, ce qui donne un temps de foration assez long (15 mm/m) au marteau perforateur. Ceci étant, de nombreuses obstructions surviennent dès l'avant passage de la taille, et aucun trou n'a pu résister au passage du front de taille. La recherche de longs trous se justifie par la présence d'une fissuration non négligeable jusqu'aux limites des possibilités de l'appareil.

l'observation

Pour faire l'examen d'un sondage, on déplace lentement l'endoscope, ajoutant ou ôtant une rallonge tous les mètres. Quand un détail apparaît sur la paroi, sa position est repérée au cm près par rapport à l'entrée du trou. Pour en préciser la nature, il peut être nécessaire de changer la tête de visée. Les manipulations sont donc nombreuses, et rendent assez longue l'observation d'un sondage : environ 1 heure pour un trou de 4 m.

les possibilités

L'image grossie de la paroi fournit des renseignements sur la nature de la roche - grain, couleur - parfois voilée par les boues de foration malgré les lavages. Mais l'exploitation de ces éléments nécessite de bonnes connaissances géologiques chez l'opérateur. A part le repérage de certaines limites franches entre bancs, nous nous sommes surtout attachés à déceler la présence de charbon : passées charbonneuses, zones parsemées de filets ou de particules de charbon, ont été systématiquement relevées.

L'objectif principal reste la détection de toutes les discontinuités de

la roche. En présence d'une fissure, un observateur entraîné peut en évaluer l'ouverture apparente, qui est souvent une estimation par excès de l'ouverture réelle. Quant au plan de la fissure, il est beaucoup plus délicat de le déterminer sans erreur, puisqu'il faut tenir compte de l'orientation de l'image. Par souci de simplification, les fissures ont été classées en 3 catégories : les cassures, qui ne font pas le tour du trou, les fissures fermées, et les fissures ouvertes ou décollements. Eventuellement, des indications complémentaires (obliquité, déplacement d'un banc ...) précisent le relevé. La figure 40 en donne un exemple.

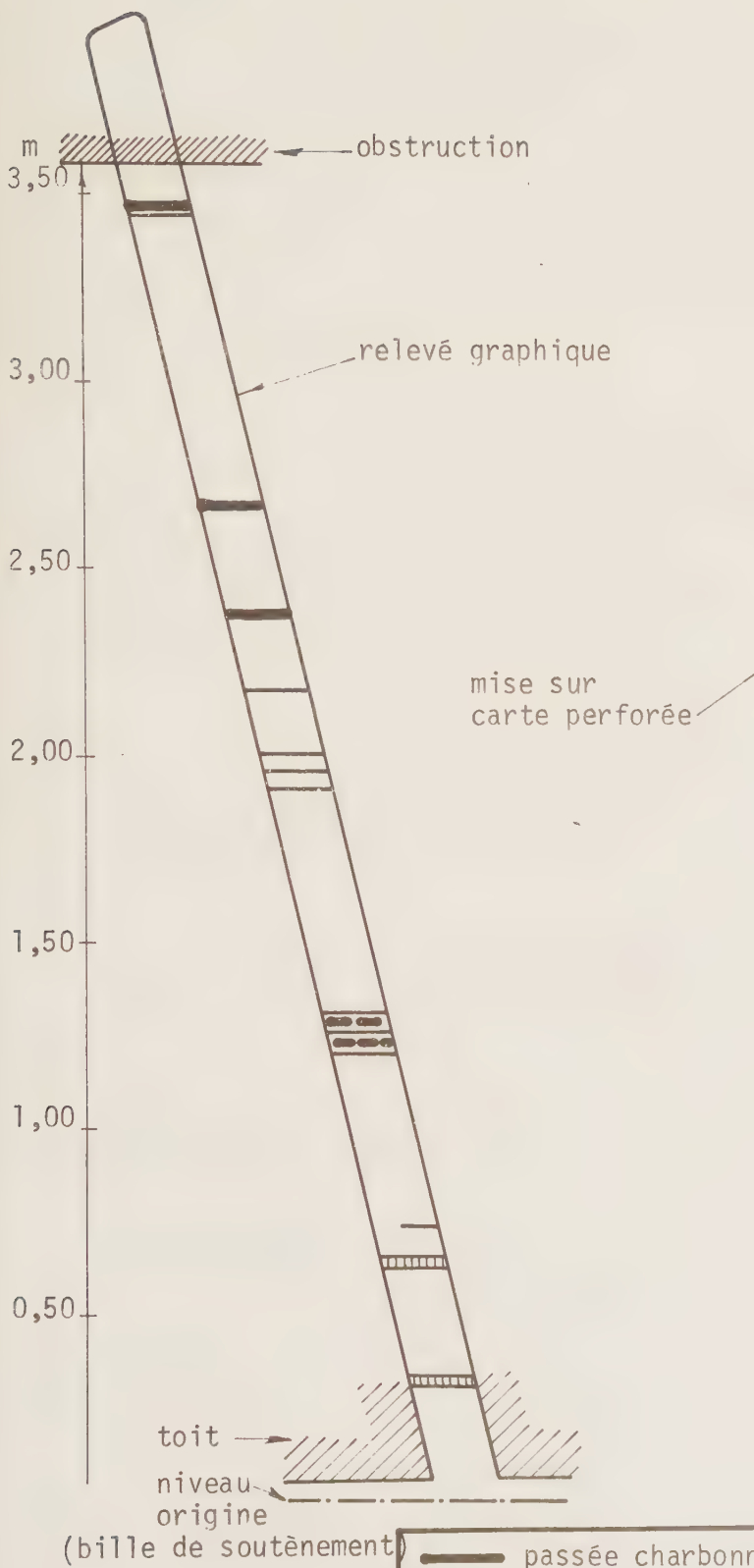
traitement des données

La présentation graphique des observations, réalisée par le service de mesure sous une forme simple et conventionnelle, rend bien compte de l'évolution locale des terrains, en un trou ou une station. Mais pour en déduire des informations statistiques sur le comportement de toute une voie, le grand nombre des données à manipuler nous a conduit à les stocker sur carte perforée. Ainsi, à chaque relevé d'un trou correspond un jeu de cartes : une carte par type d'observation (cassure, fissure, décollement, passée ou zone charbonneuse) dont on inscrit le nombre et la position repérée de 10 en 10 cm.

La comparaison ou la juxtaposition de données venant de lieux différents de la voie demande quelques précautions. Il s'agit d'abord de définir un niveau commun de référence, malgré les irrégularités du toit, ce que la présence d'une stratification rend indispensable. L'utilisation des billes de soutènement pour repérer un niveau "moyen" a été satisfaisante, du fait qu'à l'avancement on prend le toit en suivant si possible la limite d'un banc.

Par ailleurs, ne sont comparables que les relevés pris dans des situations identiques face à l'exploitation, à la même distance au front de taille en particulier. Cette remarque est d'importance, car la fréquence réduite des mesures et leur complexité ne permettent pas de faire ici des interpolations, comme avec les mesures classiques de déformations. Cette condition n'a généralement pas été remplie, par suite de l'obstruction prématurée de nombreux trous et de la saturation de l'équipe de mesures, ce qui a beaucoup amoindri la valeur des observations en avant-passage.

FIG 40 - RELEVÉ D'UN SONDAGE A L'ENDOSCOPE -



échelle : 1/20ème

[illegible]

conclusion

L'endoscope donne accès à des informations originales et très précieuses sur la vie interne des terrains, que les autres procédés ne font qu'approcher indirectement. Mais sa mise en oeuvre est lente et délicate, demande un personnel qualifié, nécessite des forations préalables assez importantes.

Afin d'en permettre l'exploitation rationnelle, la prise du relevé doit être systématique, avec une fréquence et des modalités bien déterminées par l'expérimentateur.

Pour respecter ce rythme, on a tout intérêt à rechercher un rendement optimal de l'observation : en faisant manier l'endoscope par une équipe de 2 mesureurs et non un seul, et en ayant un personnel stable. Ainsi, le relevé est-il beaucoup plus rapide et plus sûr, puisque l'observateur, libéré des manipulations et des écritures, peut se concentrer sur l'identification des anomalies, que l'habitude acquise sur le chantier facilite grandement.

Enfin, l'accroissement du diamètre des trous à plus de 50 mm est à rechercher si l'on veut étudier des toits en évolution rapide, au passage de taille en particulier. Cet objectif mérite l'acquisition de matériels spéciaux de foration.

Compte tenu de ces quelques remarques, l'endoscope, qui rend déjà d'appréciables services, peut servir de base à de nouvelles voies de recherche.

II. 3 - MESURES SUR LE BOULON

a) LE METALLORADAR (Fig. 41- a)

Quand l'utilisation du boulon à résine a commencé dans les Houillères, il a semblé important de savoir si la résistance des tiges de 20 mm était suffisante. Et l'on chercha, en 1967, un moyen de contrôler systématiquement les boulons en vérifiant s'ils étaient cassés ou non.

Le CERCHAR expérimenta le Métalloradar R 6, émetteur récepteur d'ultra sons. Le principe est d'envoyer un faisceau d'ultra sons dans le boulon, puis d'en examiner l'écho sur un oscilloscope, d'où l'on déduit la longueur de la tige.

Le contact entre boulon et transducteur a été résolu en dressant l'extrémité de la tige, ou en interposant une pastille d'aluminium malléable. Quant à la puissance de l'appareil, elle permet d'atteindre une portée de 1,80 m.

Les essais effectués au fond, aux HBNPC, ont été très décevants. La surface crénelée des boulons favorise la dispersion du faisceau et crée des "herbes" parasites sur l'écran. Il est apparu qu'une faible courbure du boulon (angle de 5°) empêche le retour d'un écho, même sur une longueur de 60 cm.

Ainsi, l'appareil s'est révélé inutilisable. Les recherches pour atteindre le même but par des procédés différents n'ont pas abouti. Entre temps, l'intérêt de ce type de contrôle est d'ailleurs devenu secondaire : nous avons en effet constaté en observant des rauchages et des éboulements, que très peu de boulons cassaient. L'étude du comportement du boulon (3ème partie, III. 3) confirme ce point de vue.

b) BOULON A CABLE

Ces mesures s'effectuent sur des boulons spécialement préparés. On fixe à l'extrémité non filetée d'un boulon un fil d'acier. Ce fil est protégé le long du boulon par une gaine de cuivre insérée dans une gorge pratiquée dans le boulon (Fig. 41 b). Au niveau du filetage, le fil d'acier pénètre dans le boulon et ressort à l'extrémité du boulon par son milieu. La partie du fil sortant du boulon est munie d'un repère formé par un noeud. Le principe de la mesure consiste à déterminer la variation de longueur de la portion de fil comprise entre le repère et l'extrémité du boulon.

c) EXTENSOMETRIE

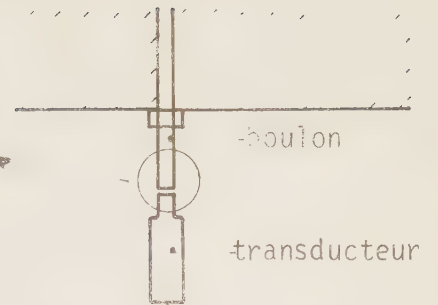
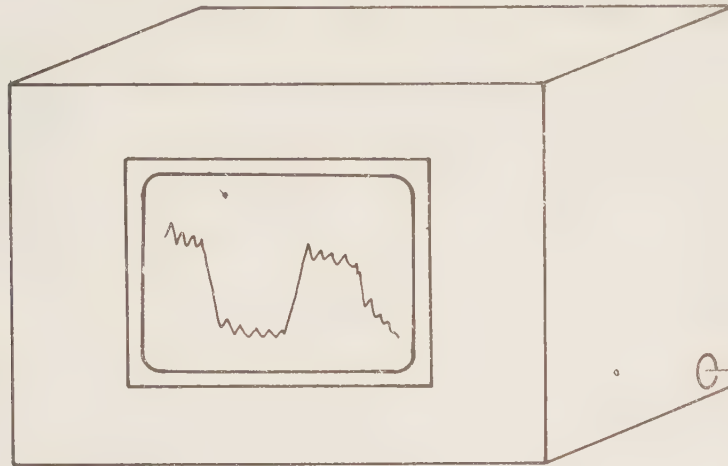
Pour connaître la tension des boulons en différents points de leur tige, il a été fait appel aux techniques de l'extensométrie. La méthode consiste à mesurer la déformation superficielle du boulon au moyen d'un dispositif amplificateur : en l'occurrence, une jauge de contrainte collée sur le boulon fait correspondre à toute déformation de l'ordre de la "micro-déformation" (c'est-à-dire 10^{-6}), une variation de résistance électrique mesurable par un montage et un appareil appropriés.

FIG 41

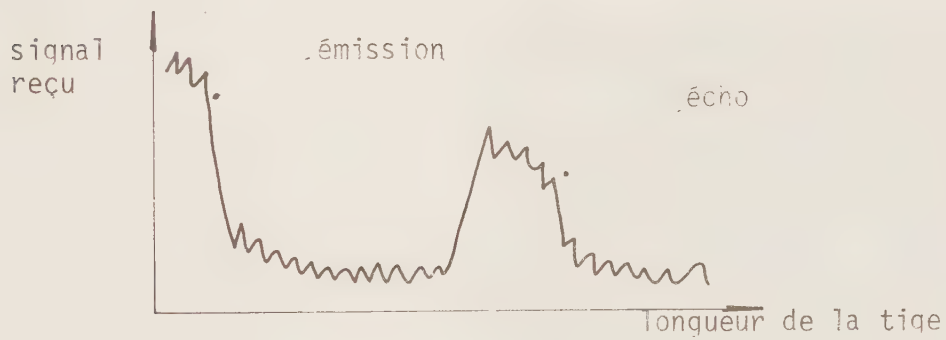
a - METALLORADAR :

contact par
pastille
d'aluminium.

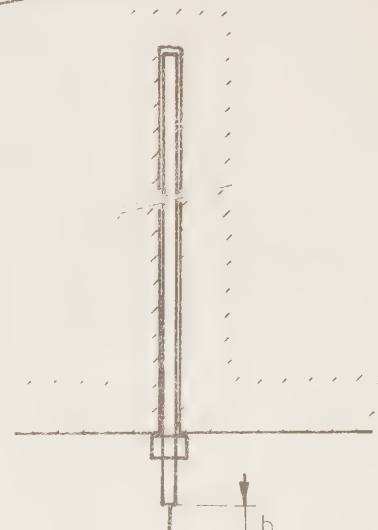
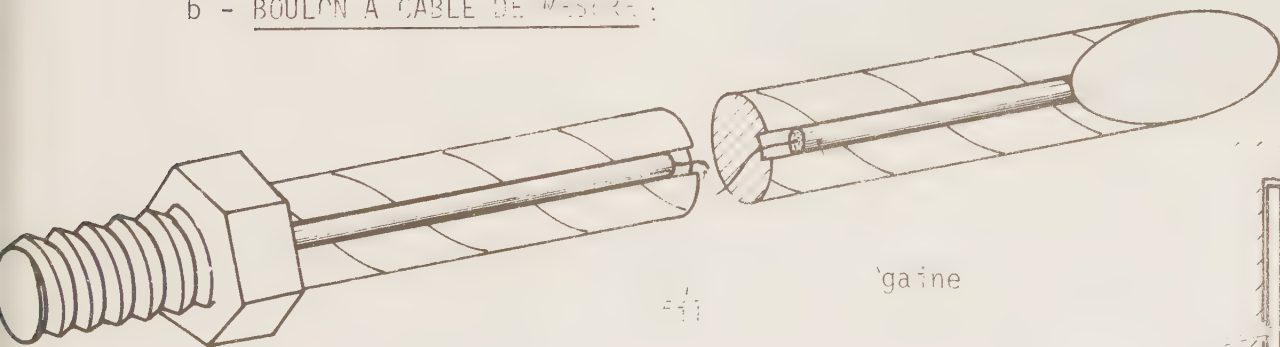
écran de l'oscilloscope



-carter antidéflagrant



b - BOULON A CABLE DE MESURE :



Extraits de Techniques d'extensométrie - par Y. Victor, chef de laboratoire de la Société SEDEME.

Montage d'une jauge :

Jauge imprimée à trame pelliculaire :

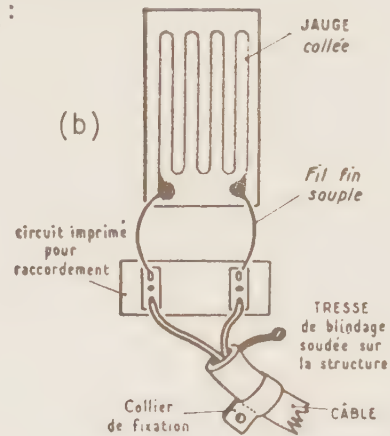
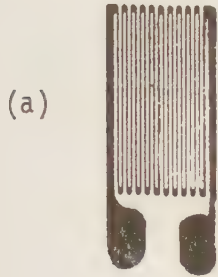
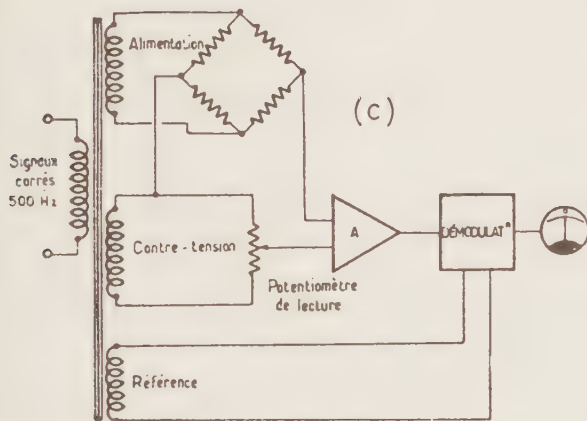
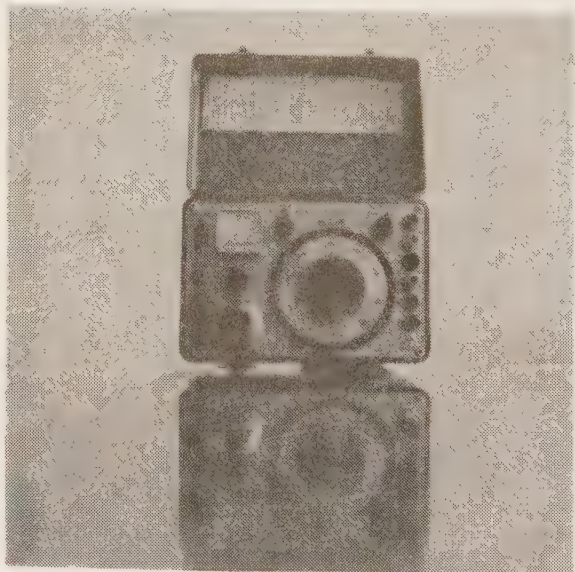


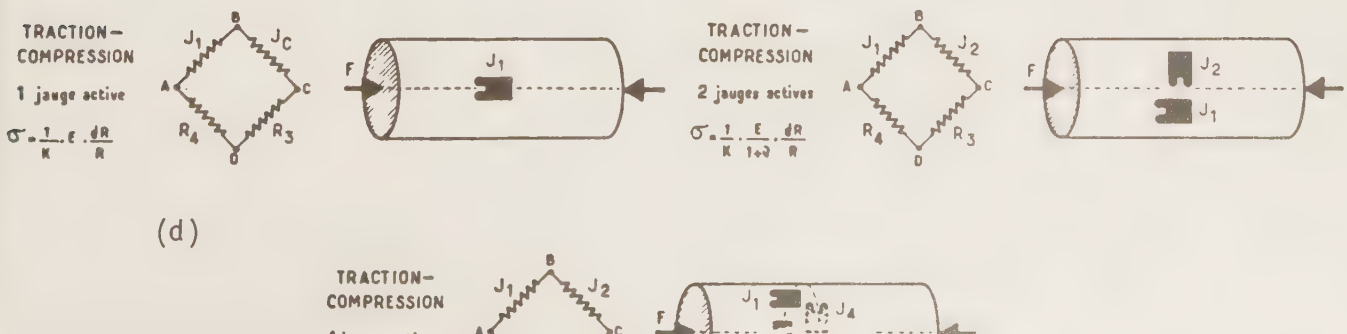
Schéma de principe d'un pont statique à porteuse en signaux carrés utilisant la méthode de zéro :



Pont Strainert HW1



Types de montages réalisables sur les boulons :



Le principe de cette correspondance découle de la relation :

$$R = \frac{\rho l}{\pi r^2}$$

entre la résistance d'un fil métallique et sa résistivité, sa longueur et son rayon. Tenant compte du coefficient de Poisson,

$$\text{tel que } \frac{dr}{r} = -\nu \cdot \frac{dl}{l}$$

et du fait que les variations de résistivité et de volume sont liées par la constante de Bridgman,

$$\text{soit : } \frac{dl}{l} = C \frac{dv}{v}$$

on obtient la loi de variation de résistance en fonction de la variation de longueur :

$$\frac{dR}{R} = K \frac{dl}{l}$$

avec $K = 1 + 2\nu + C(1 - 2\nu)$, appelé facteur de jauge.

Une jauge est constituée par une grille collée à un mince support, faite de fil métallique ou d'une trame pelliculaire, d'un alliage nickel chrome ou cupro-nickel. Les branches actives sont allongées suivant la direction de la déformation, tandis que l'on s'efforce de réduire l'effet parasite des branches transversales, en leur donnant une longueur minimale et une forte section. Une grande variété existe dans la technologie des jauges, par la nature des matériaux et le procédé de fabrication. Nous avons utilisé des jauges imprimées (Fig. 42 a) qui présentent certains avantages sur les jauges classiques à fils résistants : particulièrement leur faible encombrement (jusqu'à quelques mm) et leurs possibilités d'allongement (quelques %) couvrant largement le domaine élastique des boulons, outre une meilleure précision.

La pose d'une jauge est une opération minutieuse (Fig. 42 b). Après un abrasage très fin et un traitement chimique de l'emplacement étudié, la jauge y est collée avec son support. Les fils de jonction sont soudés, puis l'ensemble est recouvert d'une protection contre l'humidité et les chocs : par exemple, un élastomère aux silicones qui se vulcanise spontanément. La qualité irréprochable de ces travaux est une condition indispensable de la réussite des mesures. Ce problème est pour nous d'autant plus important que le boulon subit, lors de son introduction, des vibrations et des chocs violents, ainsi qu'un échauffement dû à la polymérisation exothermique de la résine, pouvant élever la température à plus de 100°C. Le risque est grand de décollement de la jauge, coupure des fils, ou perte d'isolement par infiltration d'humidité.

Les jauges du point étudié sont insérées dans un pont de Wheatstone et, suivant la "méthode du zéro", la mesure consiste à rééquilibrer ce pont. Nous avons utilisé un pont portatif léger, Strainert HW1, à pile de 9 V, dont le schéma est représenté par la figure 42 c. Au moyen d'un potentiomètre, on applique sur la diagonale de mesure du pont de jauge une contre-tension telle que l'équilibre soit affichée par l'aiguille du galvanomètre à zéro central. La lecture est faite sur le cadran circulaire du potentiomètre, gradué de 10 en 10 micro-déformations, et dont la gamme est de 30.000 micro-déformations.

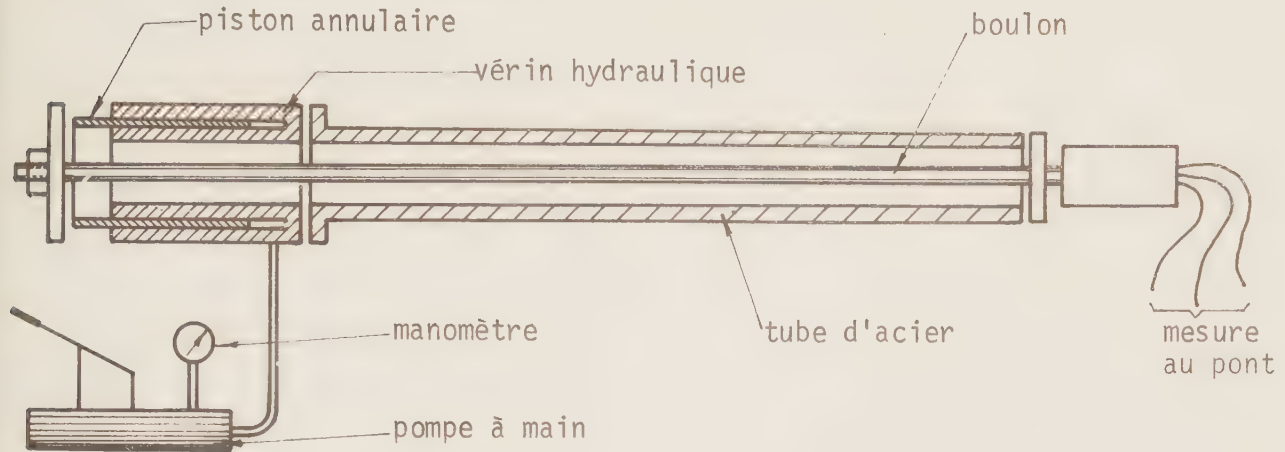
Différents montages sont possibles, à une, deux ou quatre jauges, pour la détermination de la tension du boulon (Fig. 42 d). Une jauge "active" étant orientée suivant l'axe du boulon, l'adjonction d'une jauge transversale présente un double intérêt : réaliser la compensation thermique exacte, et amplifier le signal de déséquilibre en raison de la contraction transversale du boulon suivant la loi de Poisson. Avec 4 jauges, l'amplification est appréciable $[2(1+\nu)]$, soit 2,6]. Compte tenu de la précision de l'appareil (1 %), l'erreur de mesure ne dépasse pas $4 \mu d$, soit 10 kg pour une tension du boulon d'une dizaine de tonnes.

La détermination des contraintes découle directement de la connaissance de la déformation lue sur le cadran. Cependant, il est préférable d'effectuer

FIG 43

- ETALONNAGE DES BOULONS A JAUGES -

a - Dispositif expérimental :



b - Courbe d'étalonnage d'un dispositif à 4 jauges sur un boulon CERCHAR :

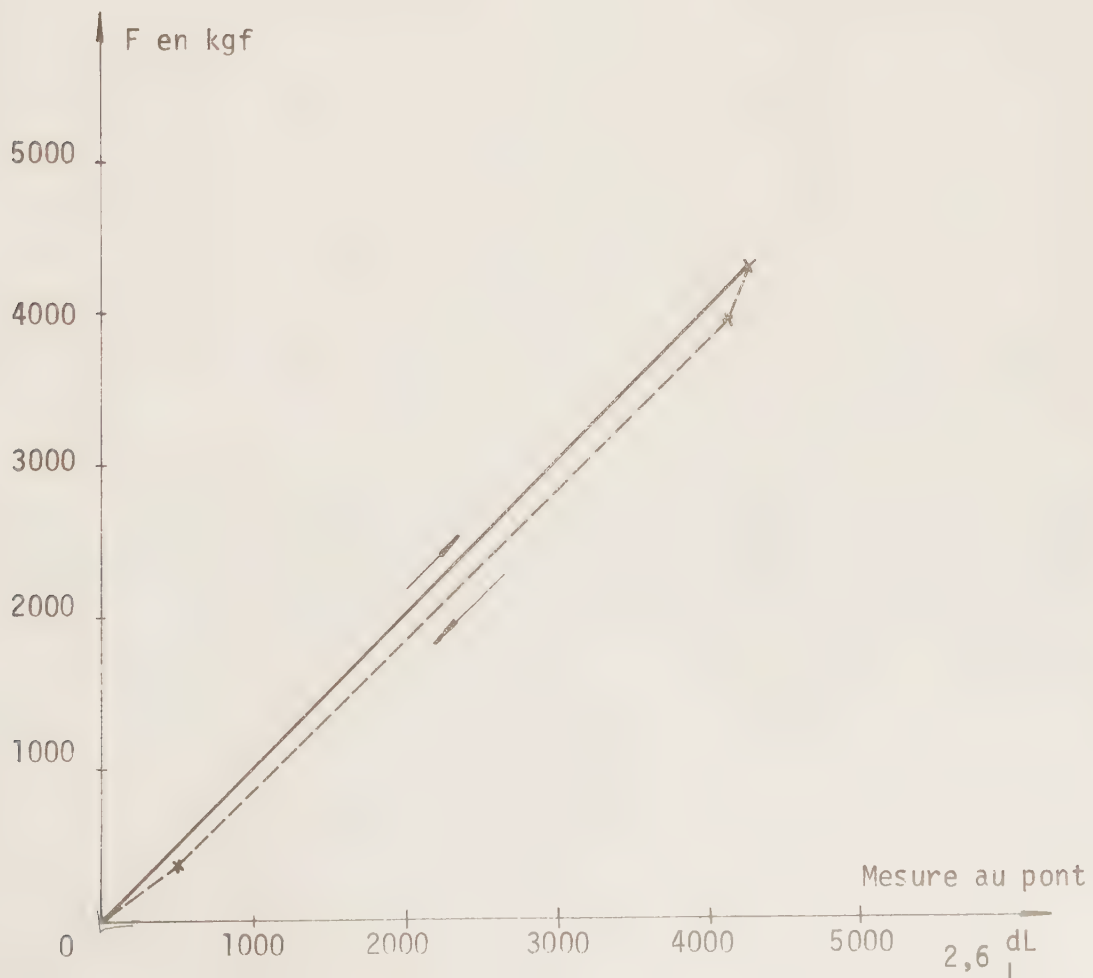
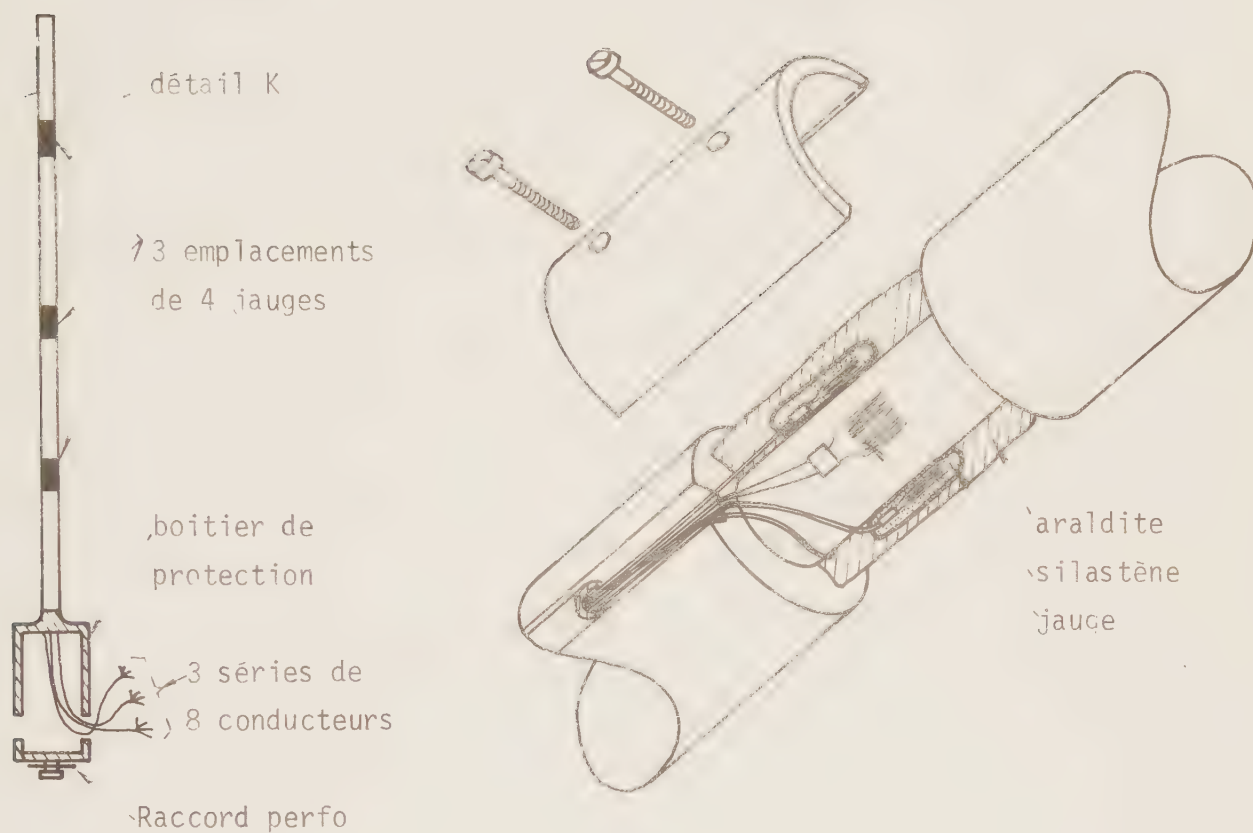
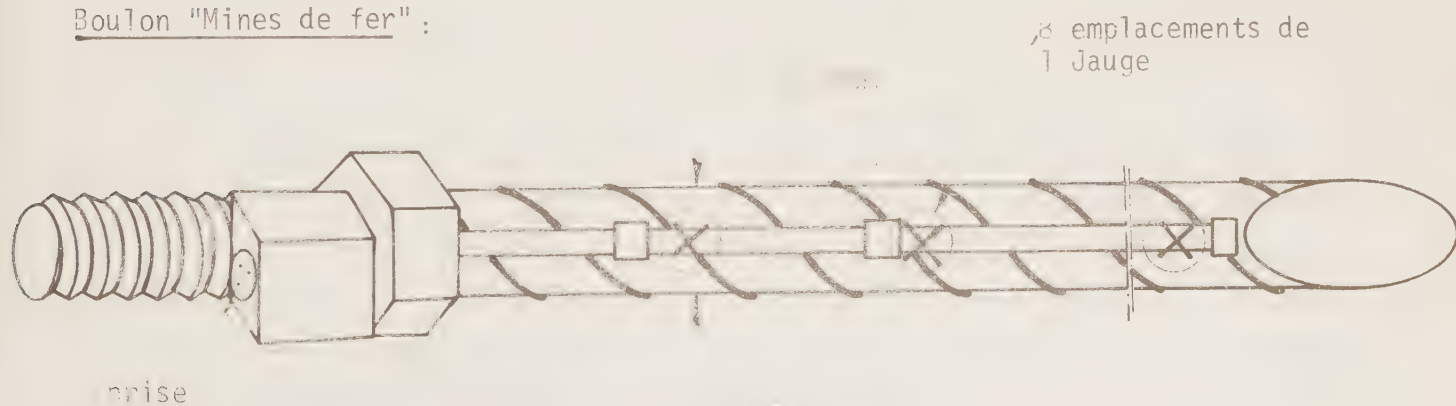


FIG 44 - TECHNOLOGIE DES BOULONS A JAUGES -

Boulon "CERCHAR" :



Boulon "Mines de fer" :



l'étalonnage des dispositifs en soumettant le boulon à des tensions inférieures à sa limite élastique (Fig. 43). Ainsi peut-on déceler les défauts de collage, qui se traduisent par une courbe d'étalonnage (contrainte appliquée, déformation mesurée) non linéaire. De plus, est mise en évidence la "dérive" éventuelle lors de mises en tension et de détentes successives de la tige. Dans le cas général, nous avons observé une dérive sensible lors des phases de décroissance de la tension mais des courbes de bonne linéarité et superposées lors des phases ascendantes de l'essai. Nous avons réalisé ces opérations au moyen d'un vérin hydraulique à commande manuelle en pompant régulièrement, sans observer de palier supérieur à quelques minutes. La lenteur de ces essais et l'inadaptation du matériel à des mises en tension de longue durée ne nous ont pas permis de vérifier la constance du comportement des jauges avec le temps ; ce n'est d'ailleurs pas préoccupant dans la mesure où l'on a utilisé une colle adéquate lors de la pose.

Nous avons utilisé en premier lieu des boulons à jauges mis au point en 1967 et fabriqués au CERCHAR. Ces boulons (Fig. 44) sont munis de 3 ponts de 4 jauges, espacés régulièrement. Aux emplacements de collage, le boulon est fortement aminci ($\varnothing$ 13 mm au lieu de 20 mm), pour permettre le recouvrement des jauges par les protections successives : chatterton, araldite, et coquilles d'acier vissées. Les jauges étant indépendantes, donc munies de 2 fils chacune, ce sont 3 nappes de 8 fils qui parcourent le boulon au fond de rainures recouvertes d'araldite. A l'extrémité, des fils débouchent dans une robuste boîte d'acier, dont le couvercle peut s'adapter à une perforatrice lors de la pose du boulon.

Malgré une fabrication soignée, ces boulons ont présenté, à l'expérience, des insuffisances sérieuses. L'araldite s'est révélée trop cassante, donnant sous le choc des fragments acérés susceptibles de détériorer les dispositifs, et laissant alors pénétrer l'humidité. L'étanchéité a été obtenue en coulant du silastène après démontage des protections. Quant à l'usinage particulier du boulon, il entraîne un affaiblissement considérable de la tige ; le boulon ne peut remplir,

vis-à-vis des terrains, le rôle d'un boulon normal, et surtout la mesure devient rapidement incohérente, par dépassement de la limite élastique, flexion ou cassure du boulon.

La mise hors service d'un grand nombre de jauges a été la conséquence de ces imperfections : près de 50 % de pertes ont été constatées après introduction dans les terrains. Certes ces défaillances ont été souvent partielles, du fait des montages à 4 jauges séparées, mais il faut noter que la contre partie de ces montages est le petit nombre possible des emplacements de mesures. Expérimentés à un nombre limité d'exemplaires, par suite de leur coût élevé, ces boulons nous ont permis essentiellement une meilleure connaissance du procédé, en vue d'un développement éventuel.

Nous avons ensuite utilisé des boulons à jauges fabriqués par le Laboratoire de Mécanique des Roches de l'Ecole des Mines de Paris (Fig. 44). Chaque boulon comporte 8 points de mesure régulièrement répartis le long de la tige, constitués chacun par une jauge de 120 Ohms de résistance. Cette jauge est collée de manière à transcrire les déformations axiales d'une partie de la fibre externe du boulon (traction ou compression). Il faut remarquer ici que la traction ou la compression de la fibre superficielle du boulon peut être provoquée soit par la traction ou la compression du boulon, soit par sa flexion et rien ne nous permet de différencier ces deux types de déformations lorsqu'il n'y a qu'une seule jauge sur une même circonférence du boulon, comme c'est le cas ici. La jauge est ensuite recouverte d'un film de silastène puis d'une plaque métallique soudée qui la protège de l'humidité et des chocs. Les fils des jauges passent dans une gorge pratiquée le long du boulon, sortent latéralement et sont regroupés dans une prise soudée au boulon. Les fils sont ensuite reliés au pont d'extensométrie par l'intermédiaire d'une boîte de commutation.

Essayés en petit nombre aux HBL, ces boulons ont été affectés eux aussi par de lourdes pertes dès l'introduction (40 % des jauges). Cependant, les points de mesure restants ont fonctionné correctement et nous avons pu exploiter les indications dont il sera fait état dans la 3ème partie.

En conclusion, les problèmes à résoudre pour donner à ces procédés leur pleine efficacité sont surtout d'ordre technologique. Au cours des essais, nous sont apparus les principaux éléments d'une solution satisfaisante. La précision des mesures est suffisante pour que l'on se contente de montages simples à une jauge, que l'on peut multiplier le long de la tige. Tout en respectant l'intégrité du boulon, il est possible de réaliser des dispositifs étanches et bien protégés, avec des matériaux appropriés. Ainsi, la connaissance de l'état de tension du boulon à ancrage réparti peut être atteinte in situ grâce à l'extensométrie. Le développement du procédé ne dépend plus que des moyens, particulièrement en personnel spécialisé dans la pose des jauges.

III

APPLICATION DE LA METHODE D'ANALYSE

L'ensemble varié de mesures que nous venons de décrire trouve sa justification dans la méthode d'analyse suivie dans le dépouillement des campagnes, et décrite précisément (I,3). Pour comprendre les phénomènes, découvrir les mécanismes des mouvements internes des terrains, il faut utiliser toute l'information collectée, aussi bien qualitative que quantitative, et la dépouiller au niveau élémentaire. Par la synthèse de toutes les mesures et observations recueillies en une station, on procède à la reconstitution de cet élément de voie, on en suit l'évolution dans le détail, on en analyse les particularités éventuelles.

Pour ce faire, on étudie en particulier les liaisons entre paramètres, et l'on met surtout à profit toutes les mesures "fines" qui par ailleurs sont fréquemment trop rares ou trop complexes pour permettre une exploitation statistique. L'endoscope s'avère ici un outil privilégié d'investigation.

Pour illustrer cette méthode, nous allons présenter un dépouillement partiel de la campagne Lazare (HBNPC) dont le résumé figure en annexe VI, puis celui de la campagne Wendel, Veine 3 (HBL).

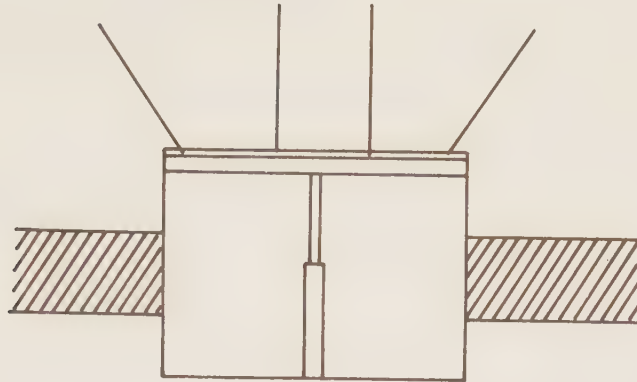
III. 1 - ETUDE DE LA ZONE "CADRANCRE" DE LAZARE ppd 161

Au long de cette zone qui comprend 5 stations de mesure (n° 6 à 10) nous allons mettre en évidence des comportements différents de la voie au passage de taille. Cette diversité provient à la fois du facteur terrain et du soutènement

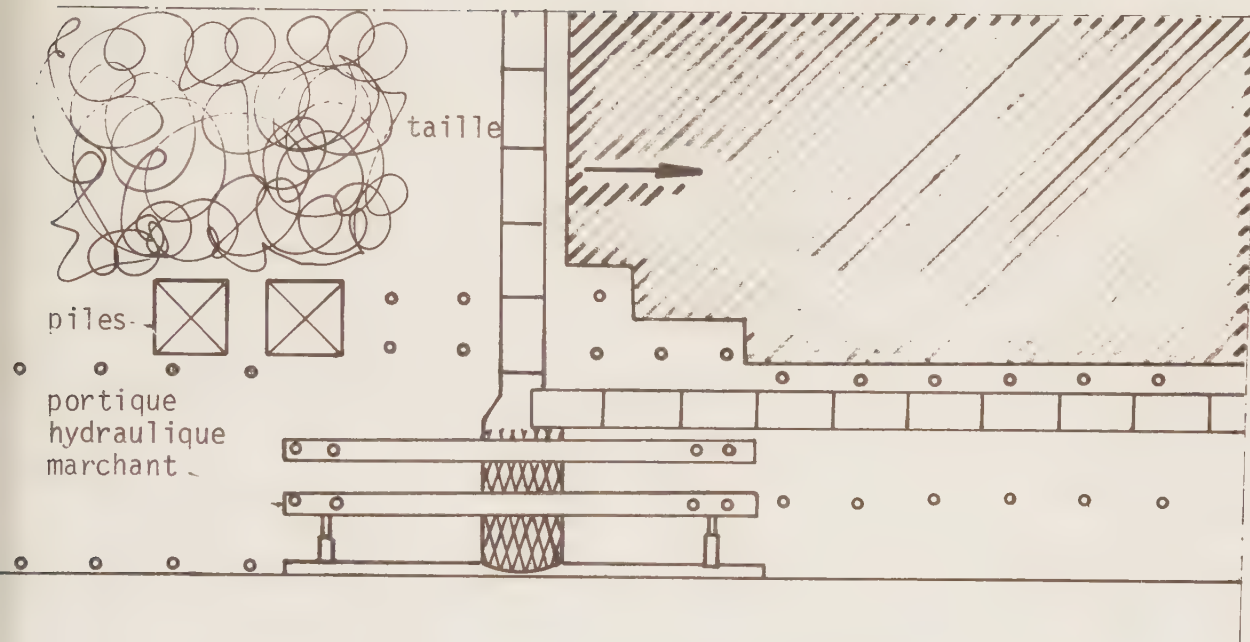
FIG 47

- PLAN DE SOUTÈNEMENT - LAZARE 161 -

- Avant - passage :



- Au passage :



- Après - passage :

stations 6, 7, 8

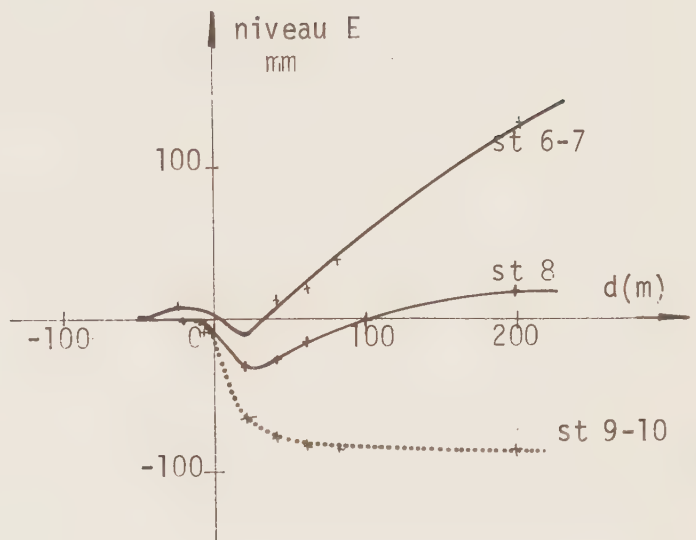
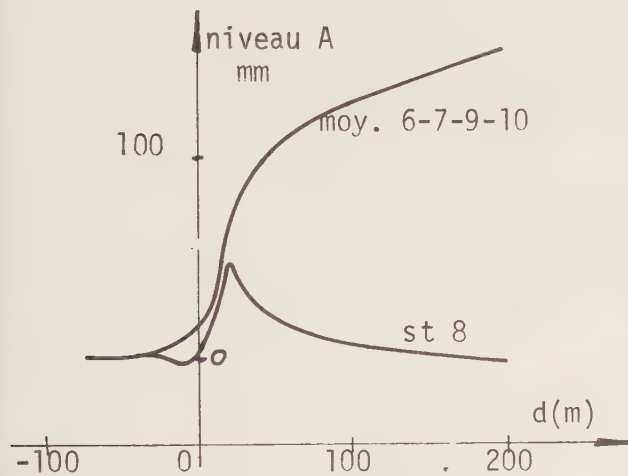


stations 9, 10

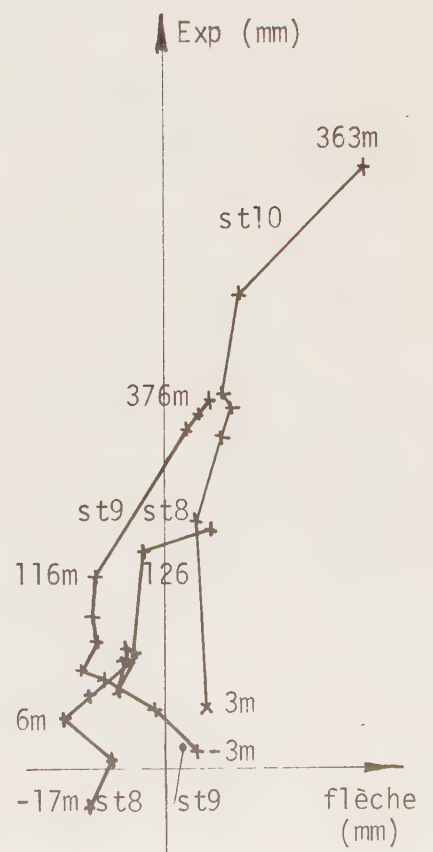
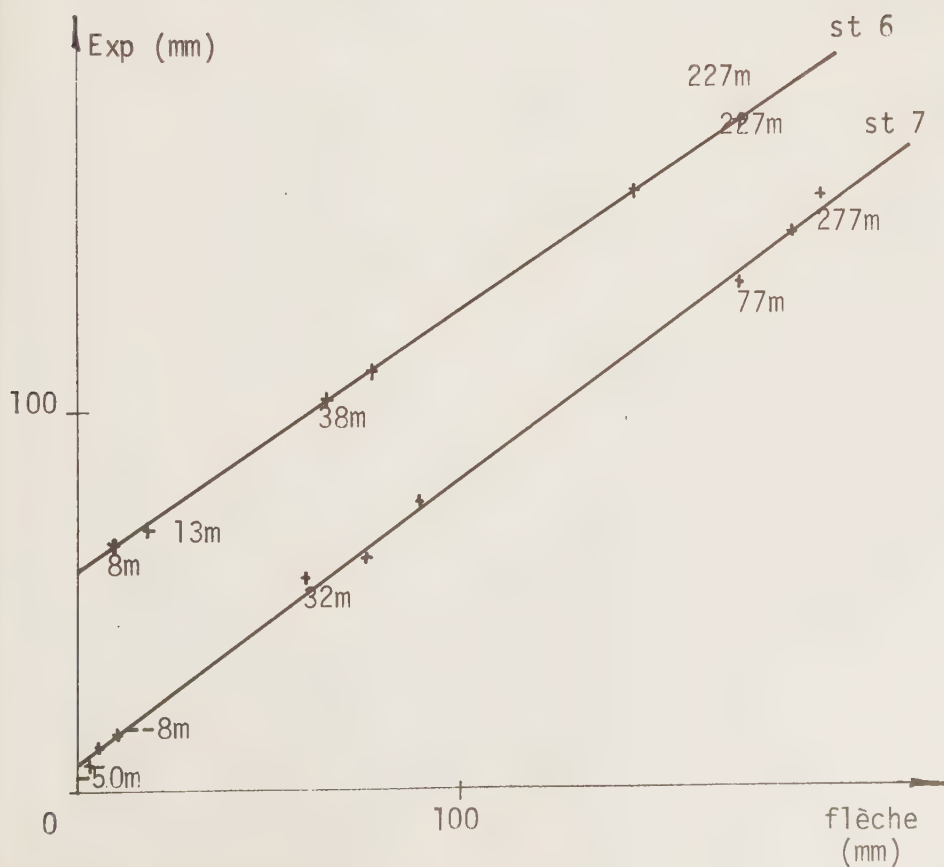


FIG 48

— DENIVELLATIONS (A - C) (E - C): Lz 161 —



LIAISON ENTRE EXPANSION ET FLECHE DU TOIT



Uniforme en avant passage -étais médian-, et au passage de la taille -étançons suivis d'une poutre marchante-, le renforcement du cadrancré se différencie en après passage une dizaine de mètres derrière le front: il est fait d'un étau médian aux stations 10 et 9, de deux étais latéraux aux stations 8 à 6 (Fig. 47).

L'examen des profils de convergences (annexe VI) au cours de l'exploitation fait apparaître essentiellement la modération des mouvements aux stations 9 et 10, ce que peut expliquer leur position en début de panneau.

Par ailleurs on remarque à ces stations la faiblesse relative de la convergence au centre, inférieure à celle côté taille (ceci provient précisément de l'après passage). Quant à la station 8, la convergence côté massif y est anormalement forte.

Les expansions au creusement sont faibles (quelques mm) partout sauf au point de contrôle placé entre les stations 7 et 8, où l'expansion à 2,40 m atteint 40 mm.

Au passage de la taille, une forte mesure se maintient en ce point. On note surtout que l'expansion de la poutre boulonnée (à 1,80 m) est nettement plus élevée aux stations 6 et 7 que dans le reste de la voie (cf Fig. 53).

A partir de ces premières remarques, une opposition semble se dessiner entre les stations (6-7) et (9-10). Quant à la station 8, plusieurs indices ont attiré l'attention sur elle, ce qu'il faut sans doute rapprocher de la proximité d'une zone perturbée dès le creusement (entre 7 et 8).

C'est l'étude de la déformée du toit par mesure de niveaux qui va préciser ces différents comportements. Sur la Fig.48, les courbes de dénivellation en fonction de la distance aux fronts sont très explicites. En après passage, le niveau côté taille (NIVE) par rapport au centre de la voie décroît régulièrement pour les stations 9 et 10. Mais une quinzaine de mètres derrière les fronts, au moment où les étais latéraux sont boisés, ce niveau se met à remonter pour les stations (6, 7, 8). Côté massif, seule la station 8 se démarque : le niveau en A chute brutalement à + 21 m.

D'autres éléments viennent compléter le dépouillement. Par exemple la regression entre la flèche du toit ($\text{NIVA} + \text{NIVE}$) et l'expansion à 1,80 m ((Fig. 48) révèle une liaison linéaire très étroite pour les stations 6 et 7 mais inexistante ailleurs.

En tenant compte enfin des observations visuelles et des relevés endoscopiques nous pouvons dès lors reconstituer l'évolution de la voie.

Stations 6 et 7

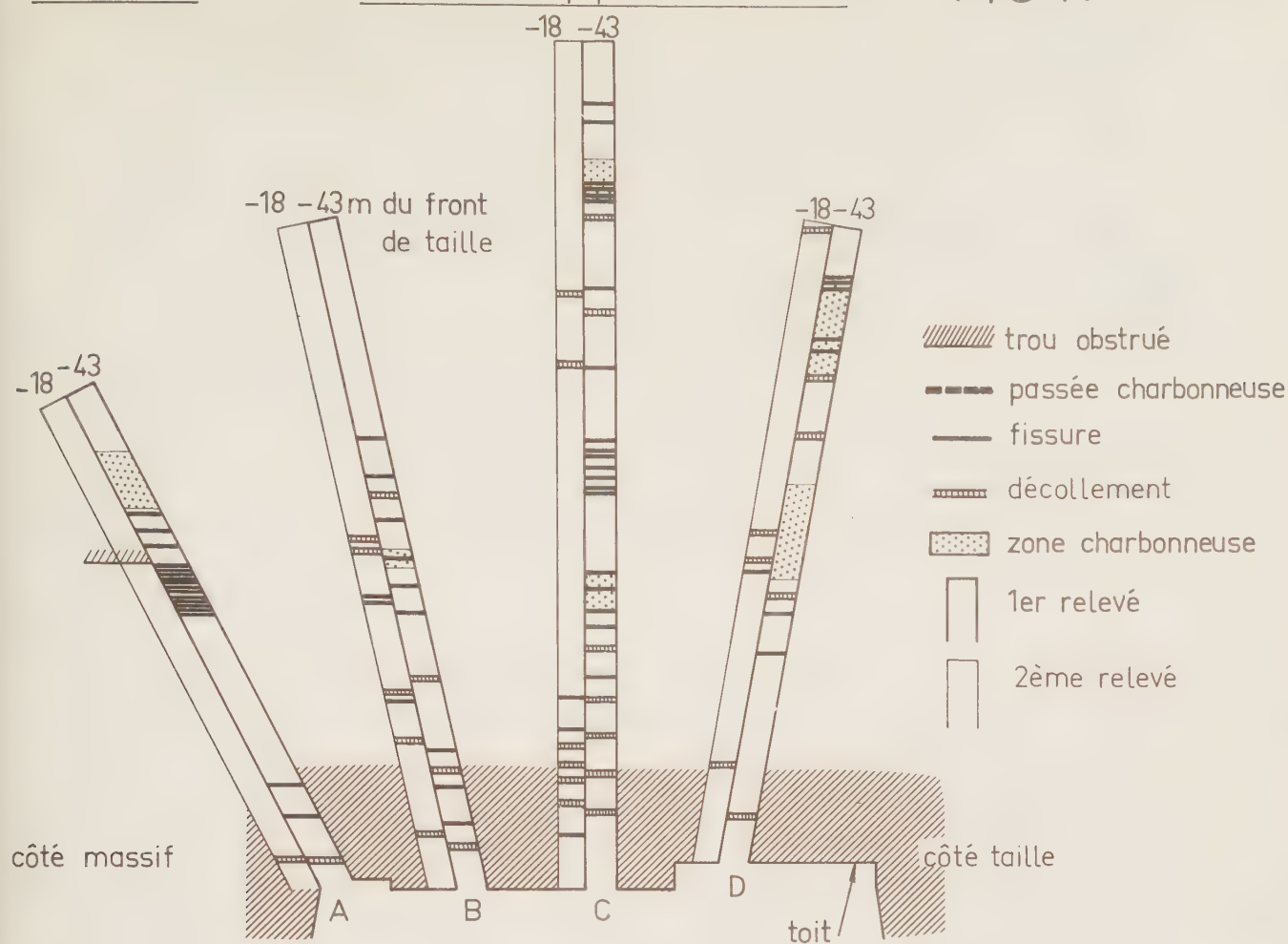
Nous avons représenté sur la figure 50 la déformée moyenne du toit et du daisne au passage de la taille, et pour la station 7 le comportement probable des terrains proches, estimé à partir de nos observations.

Au creusement on constate à l'endoscope une faible fissuration qui s'étend jusqu'à 3 ou 4 m de haut au centre de la voie, avec environ 2 fissures par mètre et qui, au-dessus des parements survient juste au-dessus de la poutre boulonnée. A ce stade, la continuité des bancs du toit n'est pas affectée. Les décollements entre strates ne sont pas décelés sur l'expansion ni sur la déformée du toit.

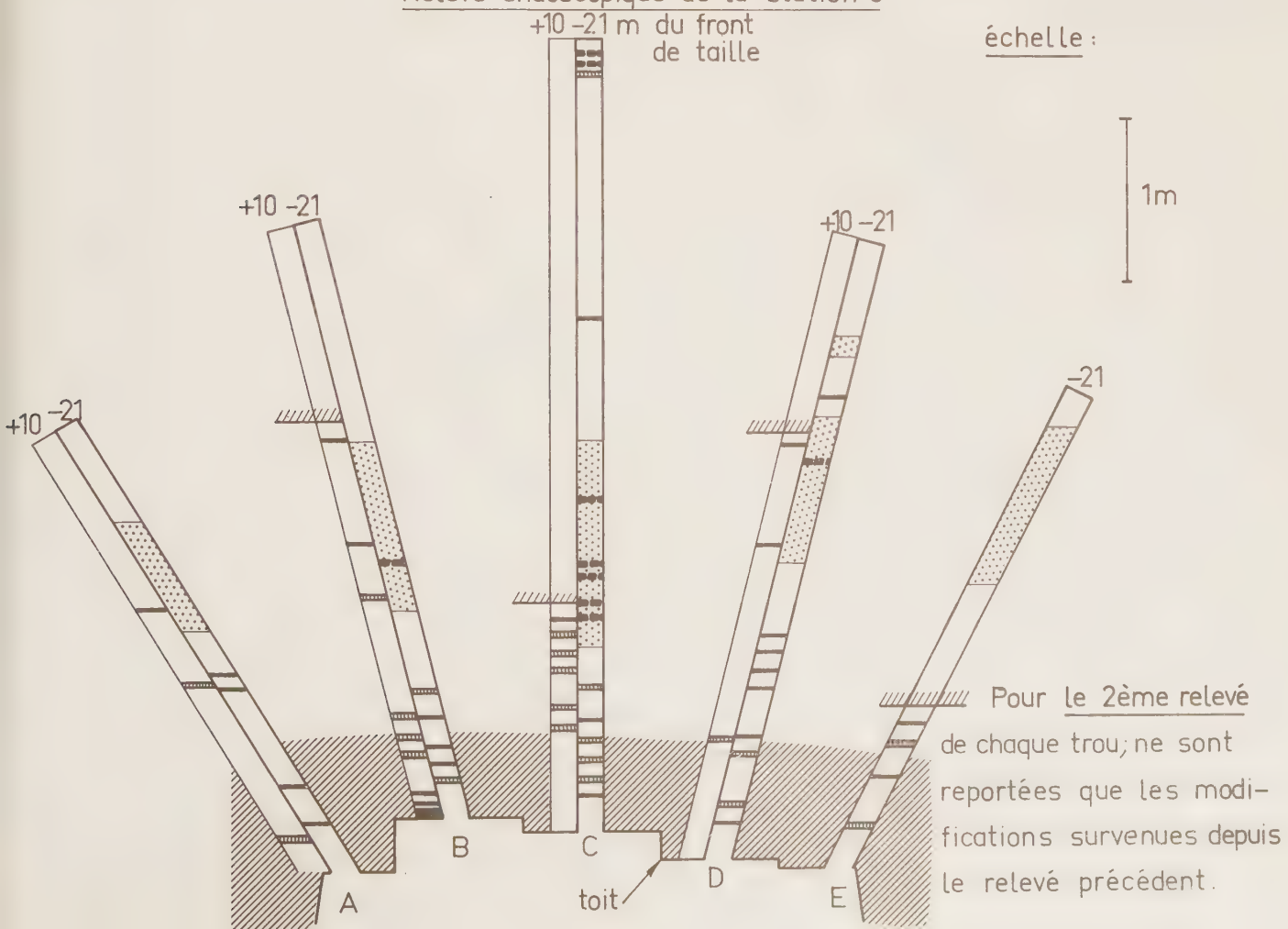
L'approche de la taille va provoquer une fissuration accrue. La station 6, à -50 m des fronts, est surtout affectée entre 2 et 4 m au-dessus d'une poutre boulonnée pratiquement intacte et dont l'expansion négligeable montre qu'elle le restera jusqu'aux derniers mètres devant les fronts.

La station 7 est déjà plus détériorée (Fig. 49) : à -43 m, une importante fissuration (4 à 7 décollements par mètre) s'étend jusqu'à plus de 4 m au centre, plus bas sur les côtés, et n'épargne pas la zone boulonnée. Sous l'effet des poussées latérales, ce feuilletage va s'accentuer jusqu'au passage, accompagné d'une expansion modérée.

Le retrait de l'appui de la veine et la descente du toit dans l'arrière taille font basculer la poutre du toit. Les strates se cassent à l'endroit des plis, les décollements s'amplifient spécialement au-dessus de la zone boulonnée, mais celle-ci garde une cohésion en gros blocs imbriqués solidement entre eux. Du fait de l'important soutènement, le toit ne présente pas de flèche, tandis que le daisne plus tendre s'est déjà plié et soulevé.



Relevé endoscopique de la station 9



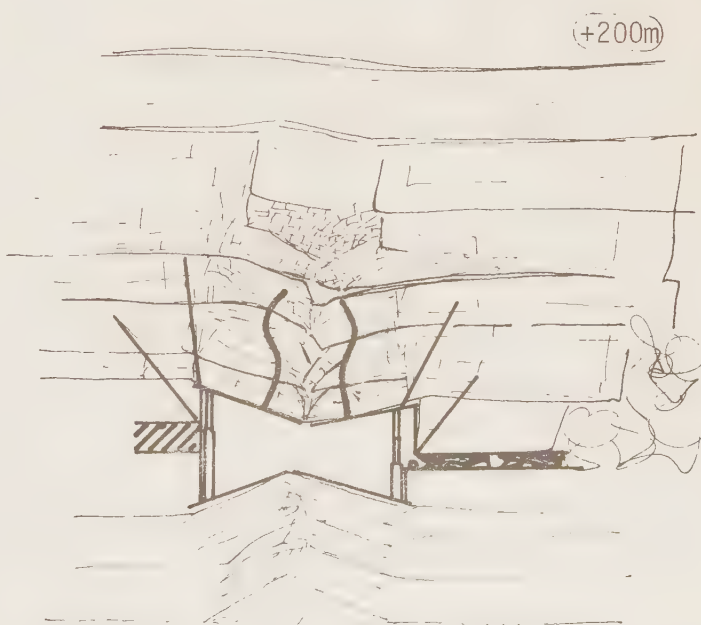
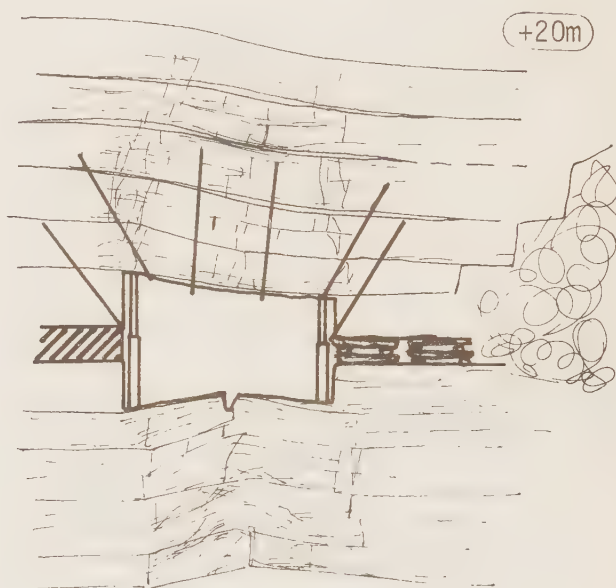
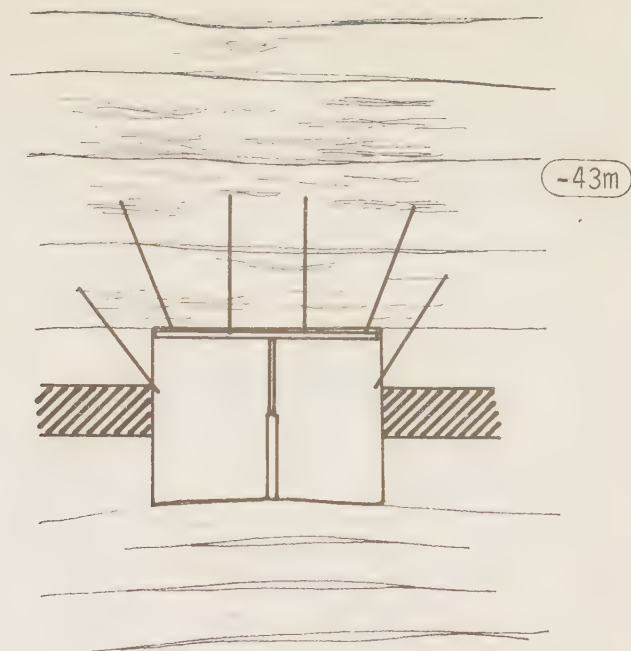
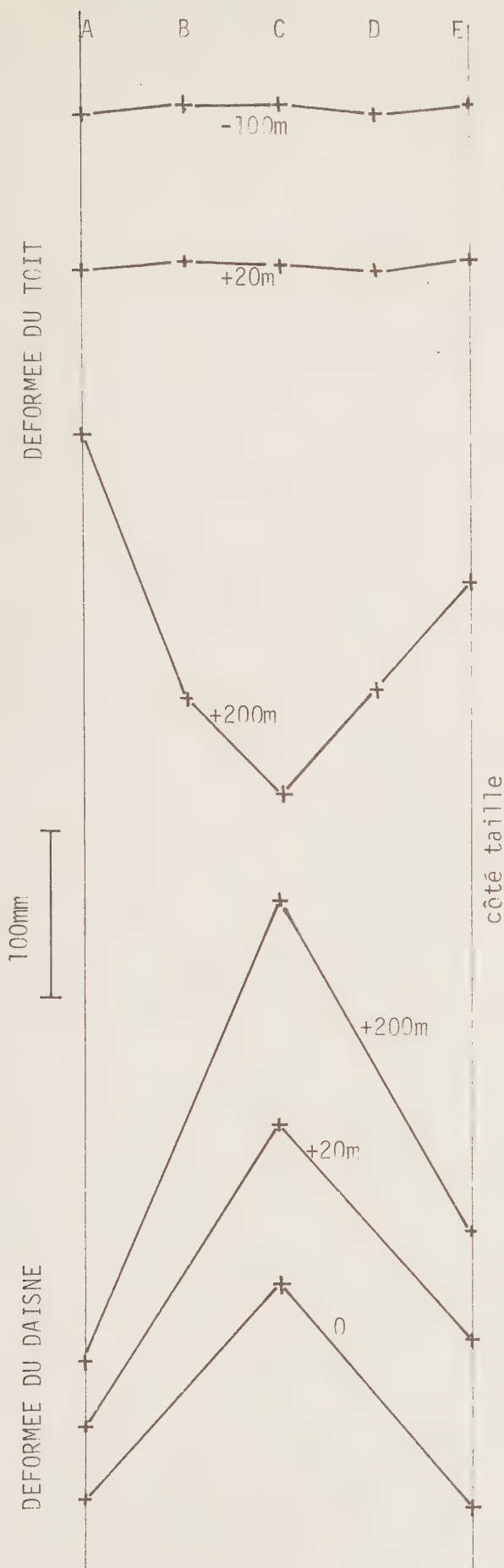
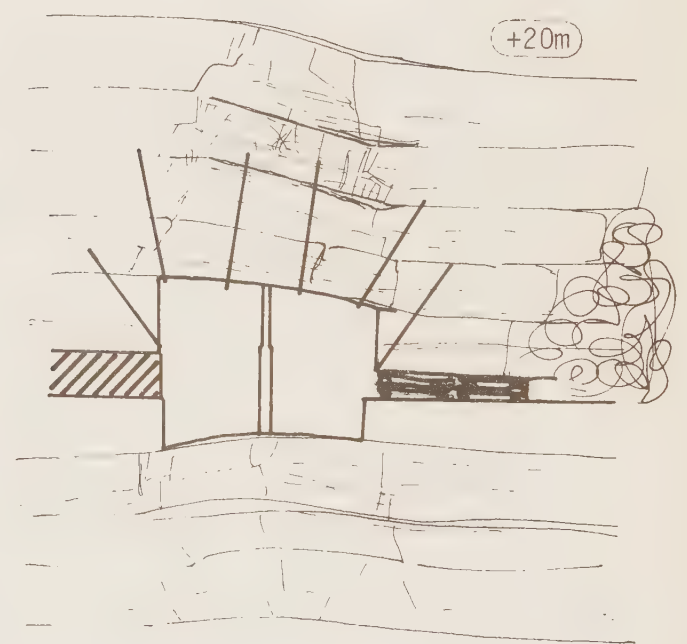
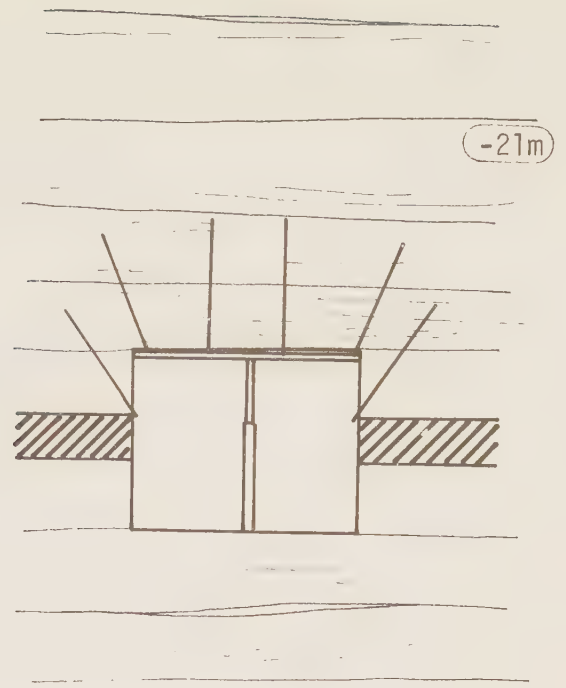
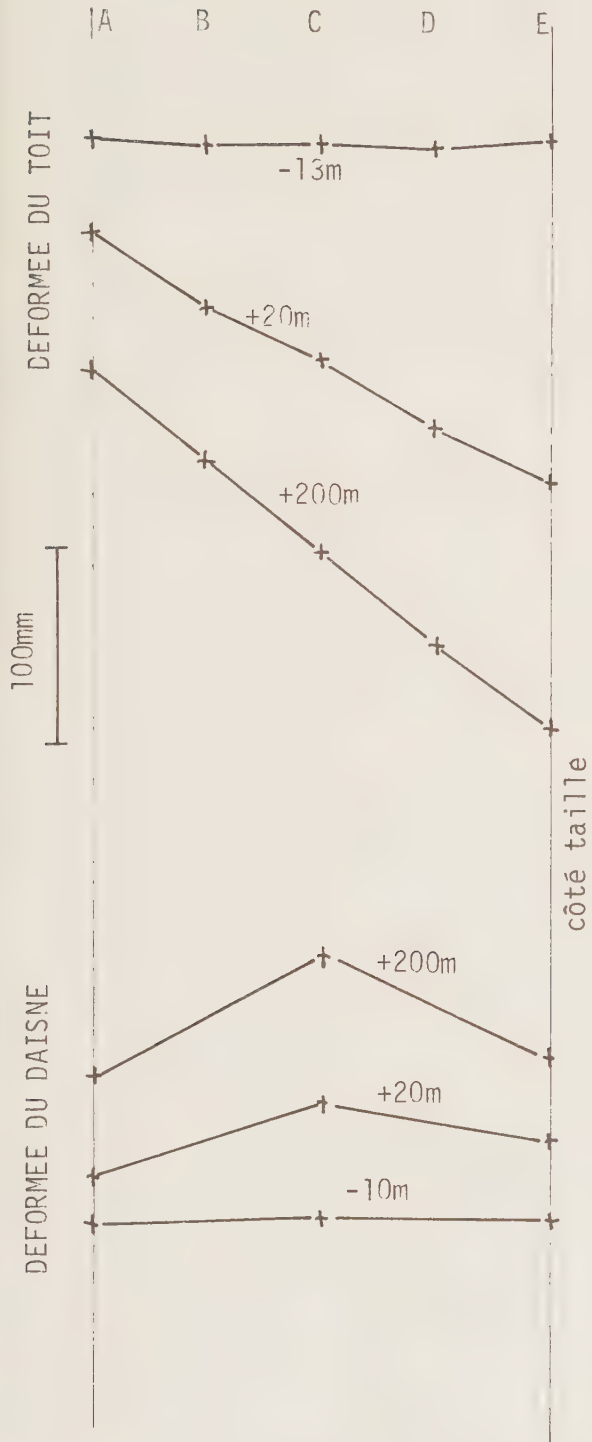


FIG 51

LAZARE 161

STATIONS 9 ET 10 (MOYENNE)

ETAI MEDIAN



amplitude des déformations : échelle 2

20 m après le passage ne subsistent que les étais latéraux. Le basculement va se stabiliser mais le toit commence à fléchir. L'expansion qui a démarré au passage continue à s'accroître et sera très peu amortie 200 m après. La liaison linéaire (Fig. 48) entre la flèche et expansion montre qu'il s'agit là d'un processus régulier et continu, qui touche d'abord la zone boulonnée.

La flexion s'accompagne du décollement et du feuilletage des strates, la "poutre" en est donc affaiblie et la dégradation se poursuit. L'intérêt d'un étai médian pour parvenir plus rapidement à un équilibre en freinant la flexion paraît ici évident.

Station 9 et 10 (Fig. 51)

Au creusement, le toit ne présente ici que de rares fissures, dont plusieurs au centre situées à plus de 4 m. L'arrivée de la taille se manifeste par des décollements souvent superficiels de la zone boulonnée (Fig. 49 - station 9), sans accroissement sensible de l'expansion et sans courbure du toit.

Au passage de la taille, le toit bascule en bloc. Des trous d'endoscope exceptionnellement restés ouverts montrent de nouveaux décollements, mais il subsiste des bancs assez épais et par exemple, à la station 9, le toit est demeuré parfaitement sain autour du trou A. Ce mouvement s'est accompagné de décalages entre strates et particulièrement au-dessus des boulons, ce qui a bloqué nos dispositifs dépassant 1,80 m. Quant au daisne, il commence dès lors à fléchir.

En après passage, la basculement et la descente du toit se stabilisent progressivement. Le toit s'est affaissé doucement sur les quadrillages sans déformation sensible, à la manière d'une dalle rigide. L'expansion (à 1,80 m) s'est amortie pratiquement sur 50 m avec des valeurs modérées (20 et 50 mm). Par la suite, rien ne témoigne d'une particulière aggravation de la tenue de la voie.

Ce résultat tient à la conjonction d'un facteur terrain favorable et d'un soutènement approprié : un étai médian qui s'oppose efficacement à la flexion de la poutre, mais sans la casser. Cette action est mise en évidence par une légère concavité du toit à la station 9.

Station 8 (Fig. 52)

Au cours de l'exploitation, cette station s'est manifestée par une évolution particulière, cause d'incidents quant à la tenue du toit.

Quelques mètres après le passage de la 1ère taille, cet endroit subit un fort coup de charge, avec la venue d'un gros banc de foudroyage. On remarque une coupe au toit près du parement. C'est à ce moment qu'est décidé le boisage des étais latéraux en renforcement après passage.

Au passage de la 2ème taille (Fig. 52), le toit bascule et s'affaisse sur les installations. Côté taille, le boulon du coin s'est rompu, et l'on observe une large ouverture au toit sur 2 m de haut.

Il est probable qu'à l'origine on trouve localement une faiblesse particulière du terrain. La présence de filets de charbon à 2 m de haut ne suffit pas à l'expliquer.

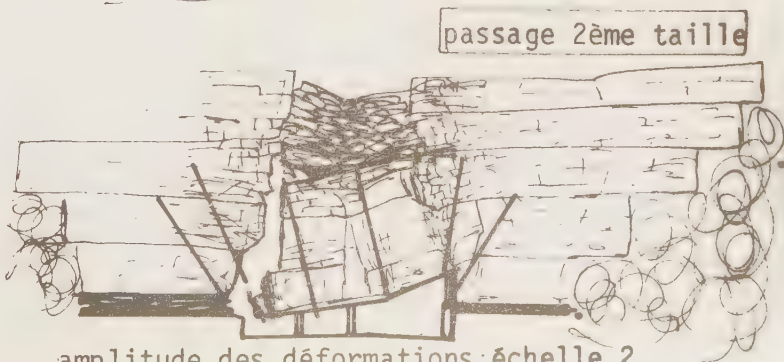
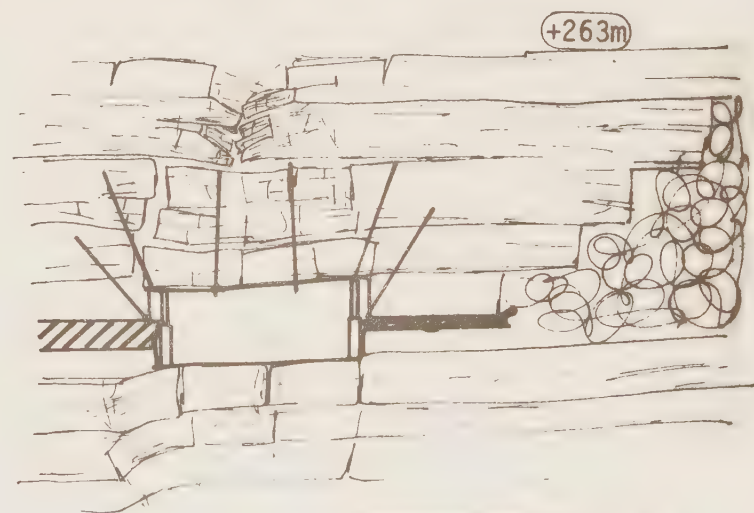
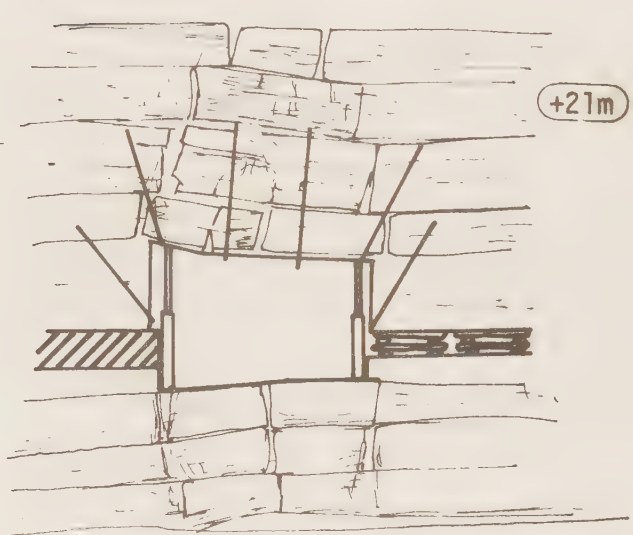
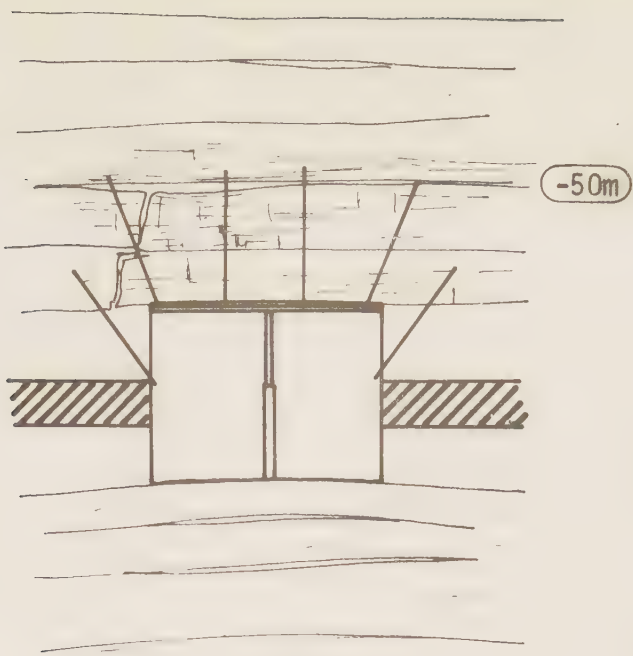
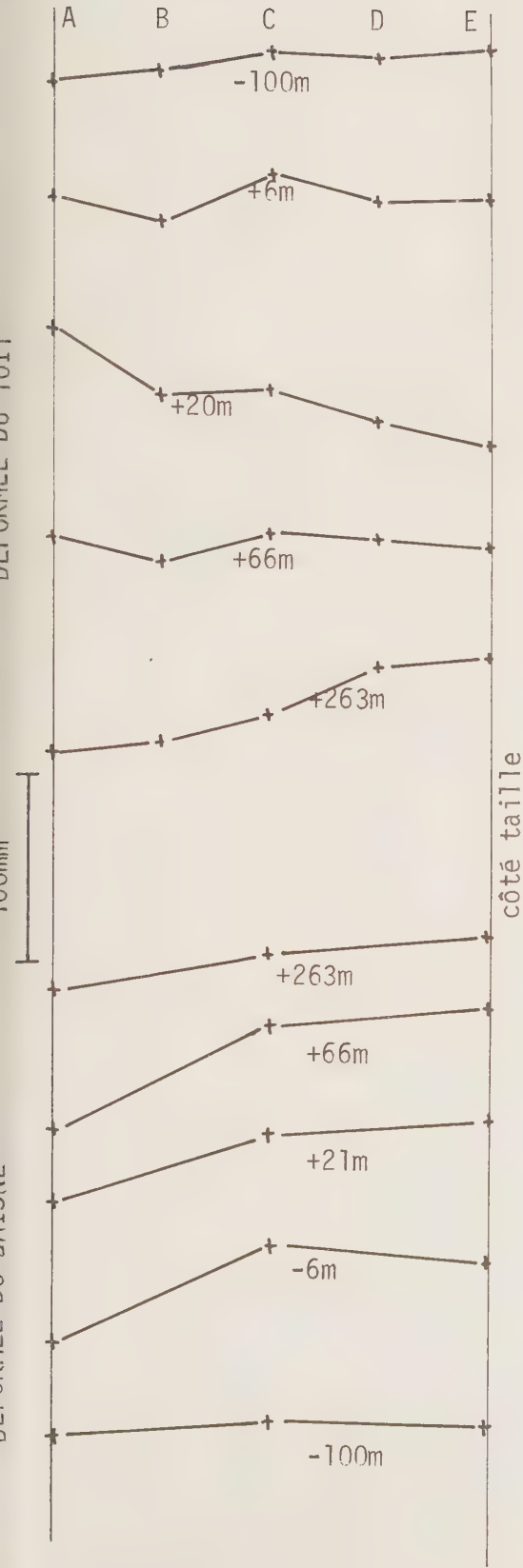
En tous cas, plusieurs indices conduisent à penser qu'il s'est produit quelque chose dès le creusement.

En effet, l'endoscope montre une brusque reprise de la fissuration (Fig. 53), entre 106 et 119 jours après le creusement alors que le reste de la voie est parfaitement stable. Si les trous A et E, au-dessus de la veine, sont peu modifiés on voit un grand nombre de fissures affecter le toit au moins jusqu'à 3 m (trou D) tandis que l'obstruction des trous en B et C témoigne de la désolidarisation de la poutre boulonnée d'avec les bancs susjacentes. Simultanément se produit un basculement léger mais significatif de la moitié gauche du toit (NIVA = - 17 mm). Sur les expansions, l'incident ne s'est traduit que par un saut négatif suivi du blocage à des valeurs faibles (- 5 et + 4 mm).

Quand la taille arrive, existent déjà les discontinuités qui créeront l'incident : la moitié de la poutre côté massif s'est séparée des terrains supérieurs, et une ligne de cassure relativement franche doit se trouver au droit du parement.

FIG 52

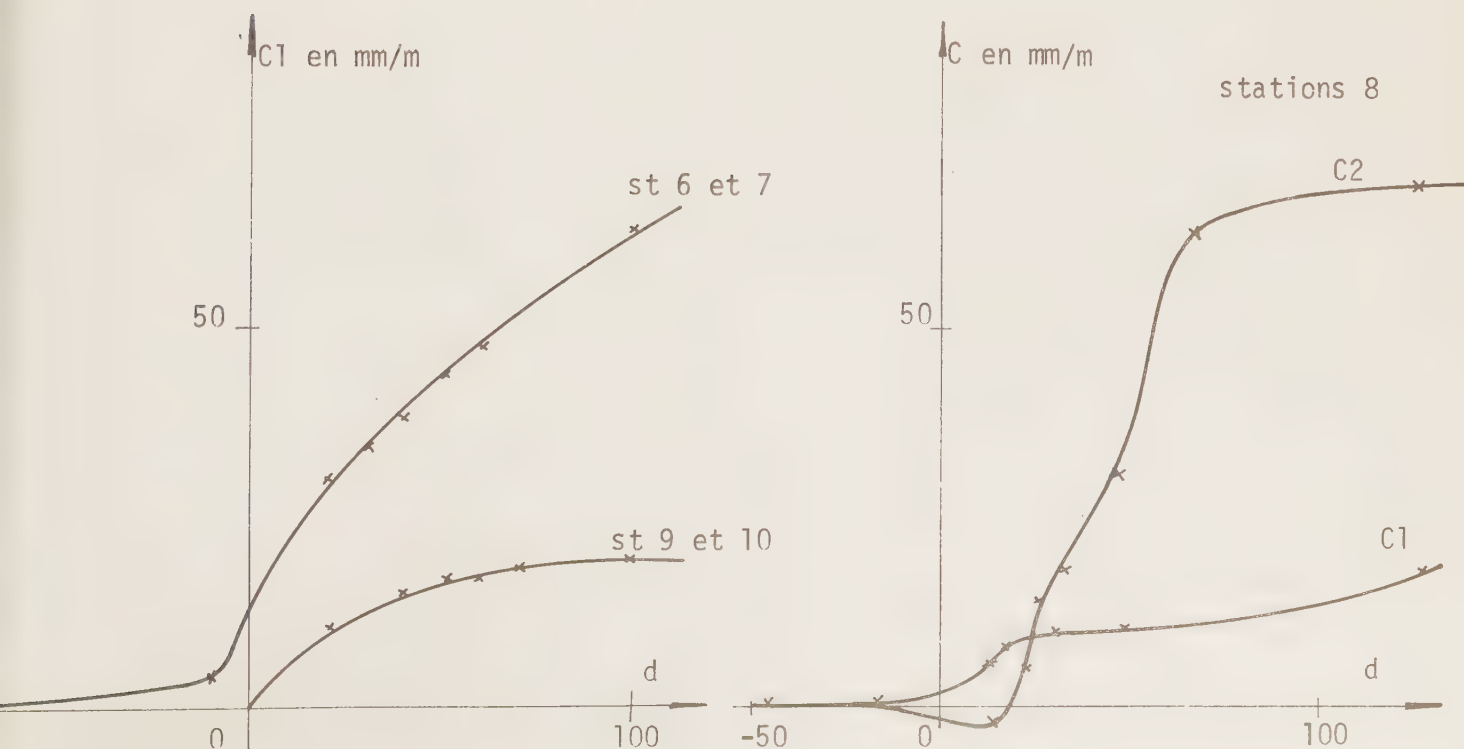
LAZARE 161
STATION 8
ETAIS MEDIAN



amplitude des déformations: échelle 2

[illegible]

- { de la poutre boulonnée à 1,80m, soit C1
- { de la zone de 1,80m à 2,40m, soit C2



Au passage, solidement tenu par le soutènement, le toit bascule sans se différencier beaucoup des autres stations. C'est à + 20 m des fronts, à l'occasion d'un coup de toit, que se rompt l'équilibre : la poutre s'affaisse brusquement du côté du massif (cf NIVA sur Fig. 48), une coupe apparaît le long de la mézière.

L'expansion des bancs boulonnés augmente peu, mais les strates juste au-dessus se fragmentent et le coefficient d'expansion pris entre 1,80 m et 2,40 m s'accroît alors très vite (cf Fig. 53).

Avec l'aide du boulon de coin et de l'étaï latéral côté massif, le toit se stabilise dans cette position. Mais lorsque la 2ème taille otera l'appui du massif, le bloc du toit se désolidarisera davantage des bancs de roche adjacents, et le soutènement sera incapable de résister à cette masse de plusieurs mètres de hauteur, libre de toute attache.



Cette étude approfondie du comportement de quelques stations peut contribuer à améliorer nos connaissances générales sur les toits boulonnés, à étayer des hypothèses, et ébaucher des modèles. En ce qui concerne les soutènements de renfort, la compréhension de leur rôle dans plusieurs cas permet un choix que des comparaisons statistiques n'auraient pas pu ici établir.

III.2 - ETUDE D'UNE VOIE LARGE

La voie que nous étudions maintenant est la voie de tête de veine 3, panneau II du Siège Wendel dans les H.B.L. dont les caractéristiques sont les suivantes :

a) CARACTERISTIQUES DE LA VOIE

- caractéristiques naturelles

La voie est creusée à une profondeur de 750 m et dessert la taille de veine 3 de 2,80 m de puissance. Le toit de la voie est composé par du grès sur 10 m et le mur par 2 m de schistes, puis par la veine 4 de 1 m de puissance (veine non exploitée).

- caractéristiques d'exploitation

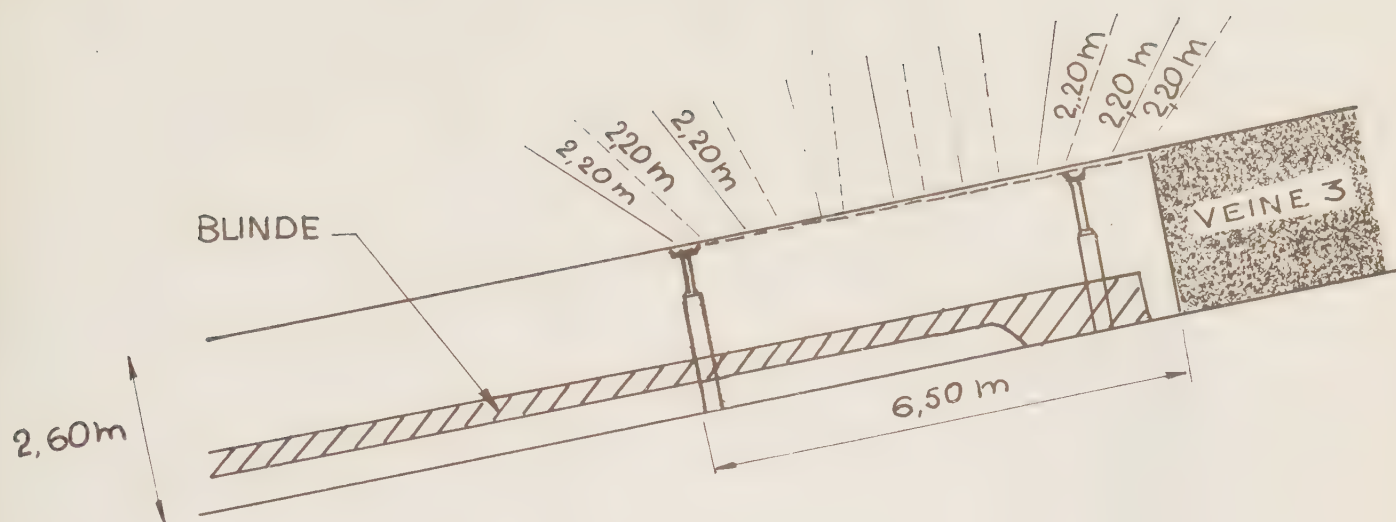
La taille de veine 3 panneau II est chassante sur la voie de tête et remblayée pneumatiquement. Le soutènement est composé d'étauçons individuels à friction sous chapeau. La vitesse d'avancement de la taille est en moyenne de 0,66 m par jour.

La voie est, d'une part séparée par un pilier de 10 m de vieux travaux situés en amont dans la même veine, et d'autre part située en partie sous l'ancienne exploitation de la veine 2.

La voie est creusée 2,50 m en avant du front de taille, en 6,50 m de large sur 2,80 m de hauteur. L'abattage se fait par tirs successifs, sans entaillage des épontes. Après le passage du front de taille, sa largeur est réduite à 4,50 m (une partie de la voie est remblayée en même temps que la taille).

Le soutènement de la voie est composé d'une part du boulonnage du toit et d'autre part d'un soutènement porteur de protection ou de renfort.

Le boulonnage à ancrage réparti est constitué par des tiges en acier nervuré de 2,20 m, scellées à la résine.



SOUTÈNEMENT

14 boulons de 2,20m au toit pour 1,50m d'avancement

3 boulons de 2,20m au parement droit (quinconce)

grillage galvanisé largeur 1,50 m

Lageronnage par billes refendues sur étaçons jusqu'à front

SOUTÈNEMENT PROVISOIRE

Allonges de protection

Crcchets de suspension

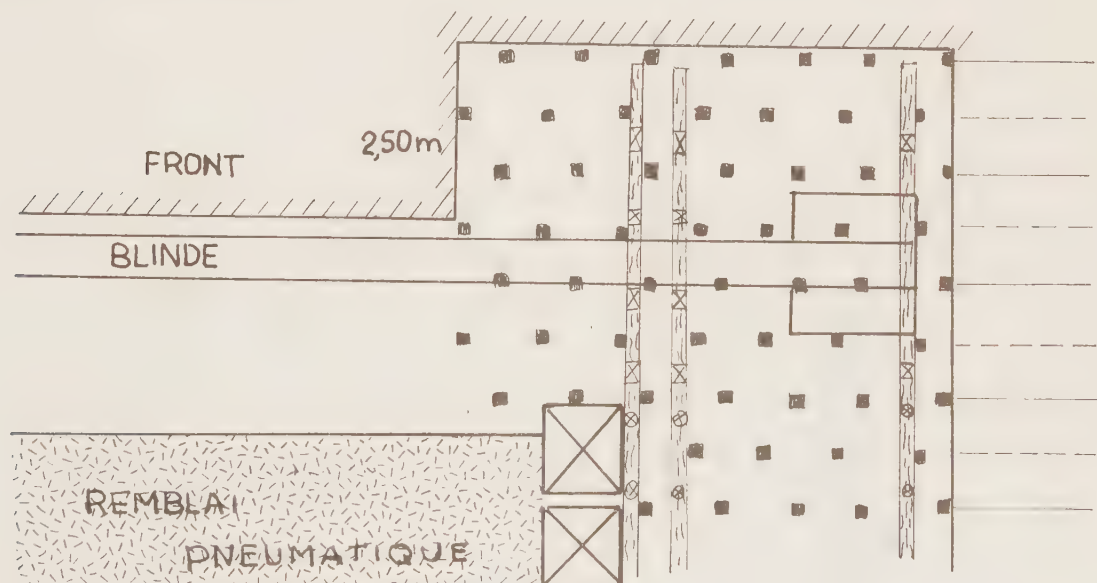
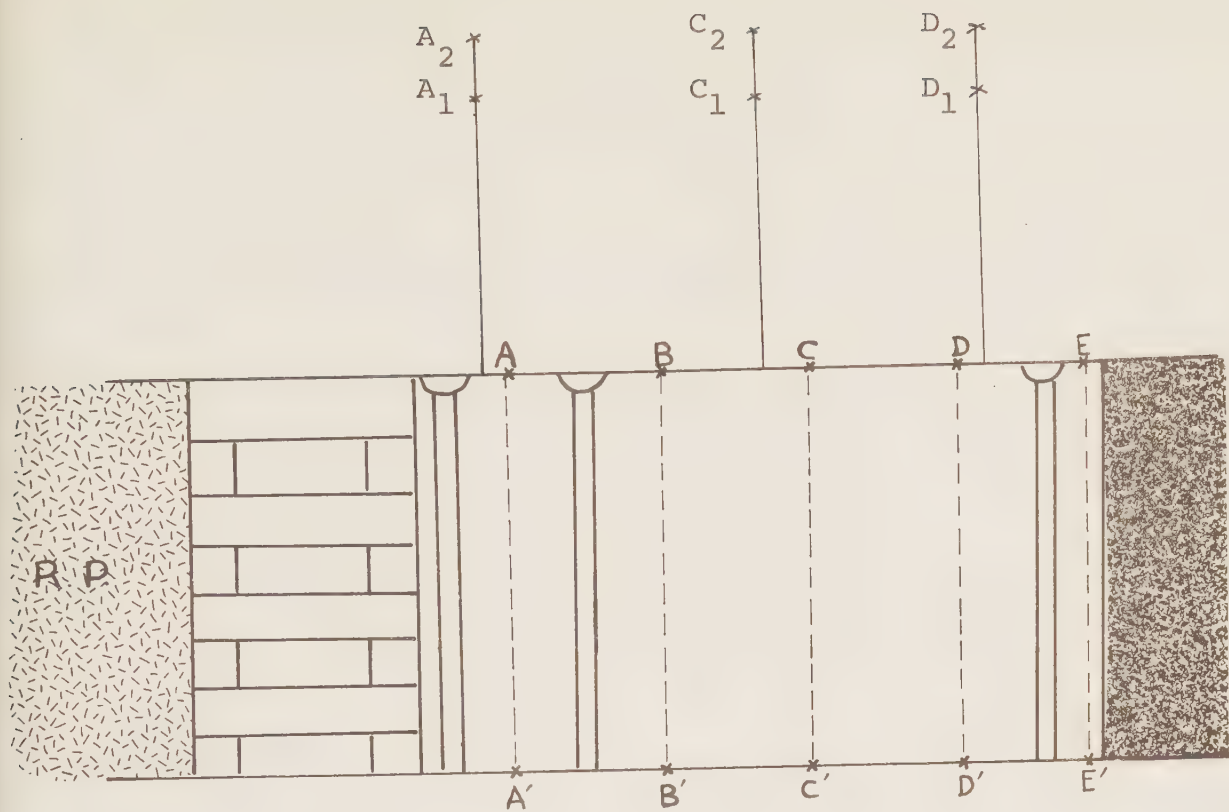
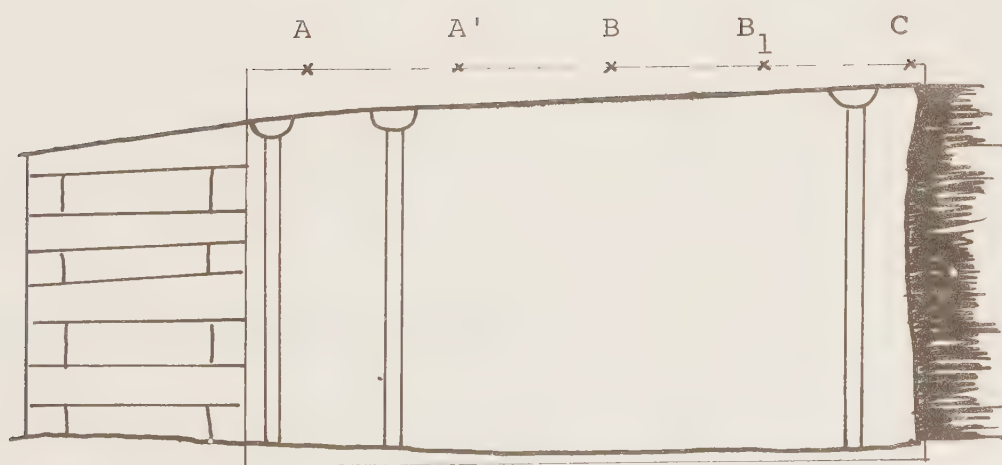


FIG.54

Plan de boulonnage



Stations de mesures



Deformation moyenne d'une section
au bout de 50 m d'avancement

FIG. 55

L'implantation des boulons se fait par lignes successives de 7 boulons disposés de façon à obtenir une répartition en quinconce (Fig. 54).

Le soutènement porteur est composé :

- . au passage de la taille par le prolongement en voie du soutènement de la taille.
- . après le passage de la taille par une pile de bois et trois rangées d'étais en bois (une rangée contre les piles de bois, une rangée à 1 mètre des piles et une rangée à 0,8 mètre du parement amont) (Fig. 54).

b) LES MESURES

Dans chaque section étudiée (station) on a posé les dispositifs permettant de mesurer :

- . la convergence des épontes (AA', BB', CC', DD')
- . l'expansion du toit à 1,80 m et 2,20 m de profondeur et en trois points de chaque section (A_1, A_2 ; C_1, C_2 ; D_1, D_2)
- . l'affaissement relatif de 5 points du toit (A, B, C, D, E) (Fig. 55)

Ces mesures ont été relevées chaque jour tant que le front de taille était à une distance inférieure à 20 m de la station. Ensuite le relevé des mesures a été espacé.

Onze stations de mesures ont été installées dans la voie, dont une dans la partie cadrée, et chaque fois qu'une nouvelle station était posée, les géomètres du siège ont effectué un nivellement optique de la voie.

c) ETUDE DES MECANISMES D'AFFAISSEMENT

Dans le but de comprendre le rôle qu'exerce le boulonnage sur les terrains, on a étudié de façon précise les déformations des différents bancs de toit au fur et à mesure de l'avancement de la taille.

Pour étudier le comportement du banc superficiel, on a mesuré les déplacements verticaux relatifs de différents points du toit dans une même section.

Pour connaître ce qui se passe dans les bancs susjacents, on a mesuré l'expansion entre bancs jusqu'à 3 mètres au-dessus de la voie.

Etude des déplacements verticaux des différents points d'une section

- Basculement du toit

La différence des déplacements verticaux des deux points extrêmes situés au parement amont (E) et au parement aval côté taille (A) permet d'apprécier le basculement global du toit.

Sur la figure 56, la courbe moyenne de basculement du toit en fonction de l'avancement de la taille est la courbe (EA). On constate que cette courbe est linéaire jusque vers 15-20 m d'avancement de la taille puis tend à s'amortir.

Si on s'intéresse à l'allure des différentes courbes de basculement, on constate dans le faisceau des courbes (Fig. 57) que :

- . toutes les courbes ont une pente positive avant le passage du front : le basculement du toit commence donc en avant du front de taille ;
- . les courbes , relatives aux stations situées sous l'ancienne exploitation de veine 2, présentent un palier entre + 4 m et + 6 m (c'est-à-dire après la pose des piles). Ce palier traduit un écrasement équivalent de l'appui amont (charbon en place) et de l'appui aval (pile de bois).

Cette différence de comportement entre les appuis du toit pour les stations situées sous l'exploitation de la veine 2 et les stations situées en-dehors de cette exploitation, peut s'expliquer par des caractéristiques mécaniques différentes du charbon en place (une étude statistique des caractéristiques mécaniques d'éprouvettes issues de blocs de charbon prélevées à chaque station a d'ailleurs montré que la résistance à la rupture est moins élevée pour le charbon situé sous l'ancienne exploitation de veine 2).

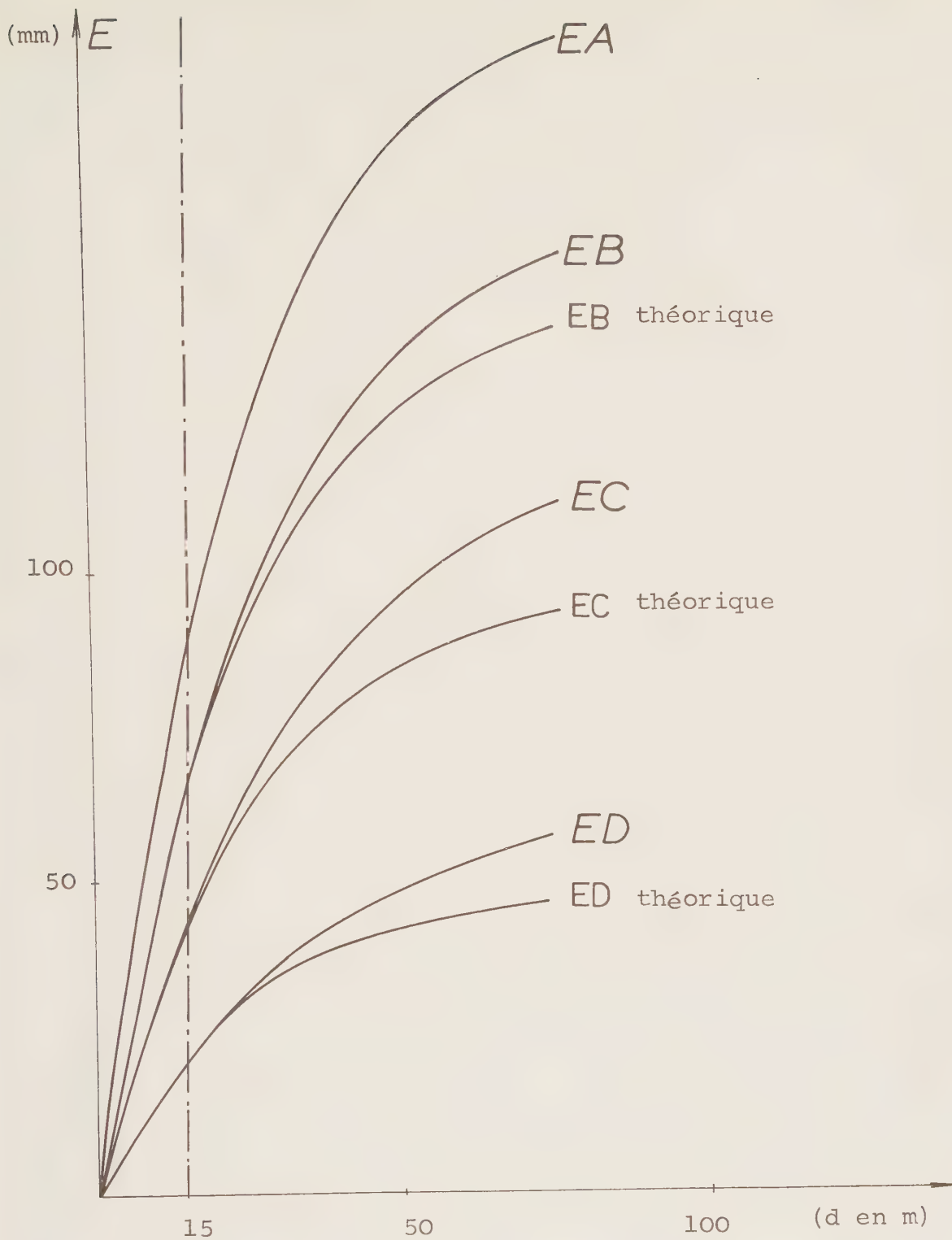


FIG 56

AFFAISSEMENT VERTICAL RELATIF : COURBES THEORIQUES ET
COURBES REELLES

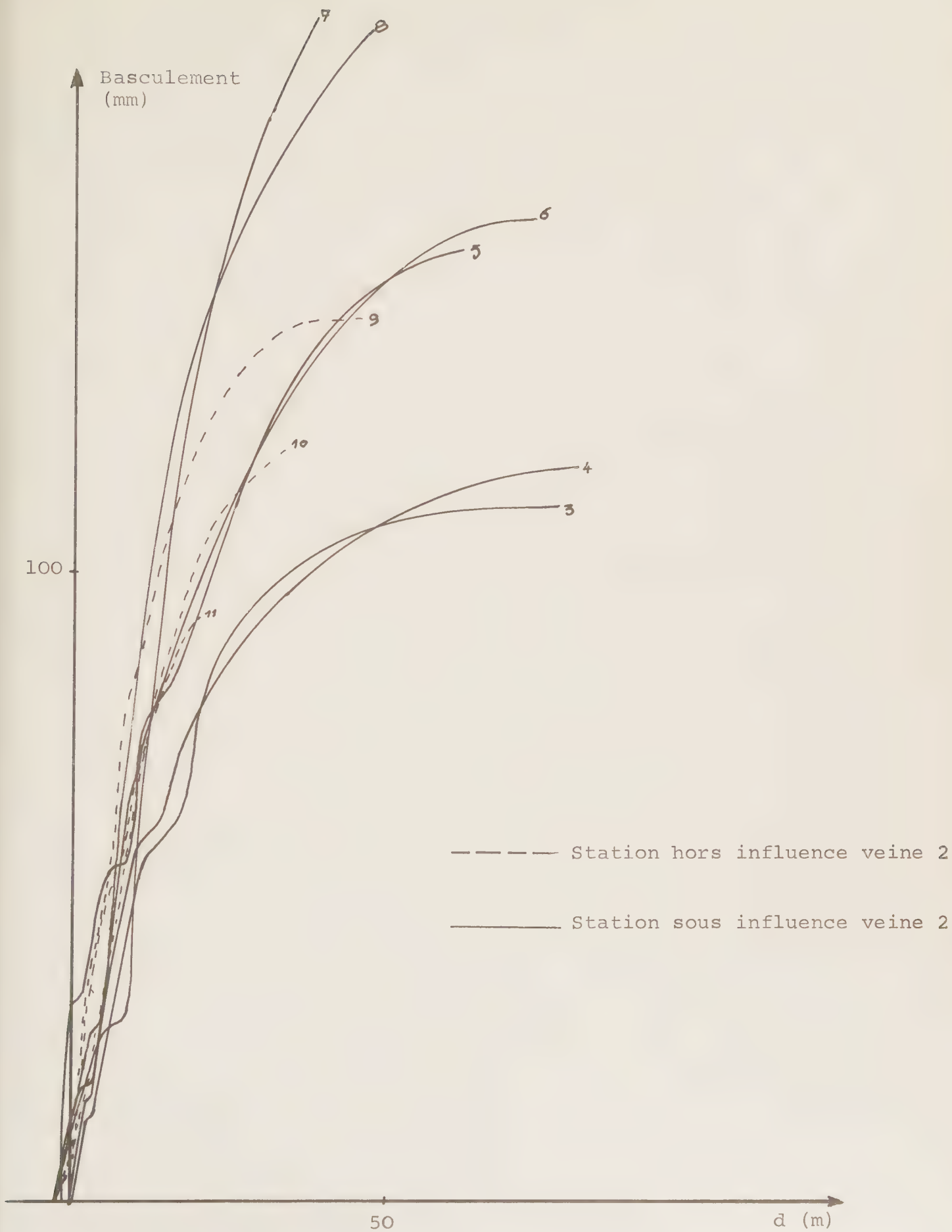


FIG 57

FAISCEAU DES COURBES DE BASCULEMENT

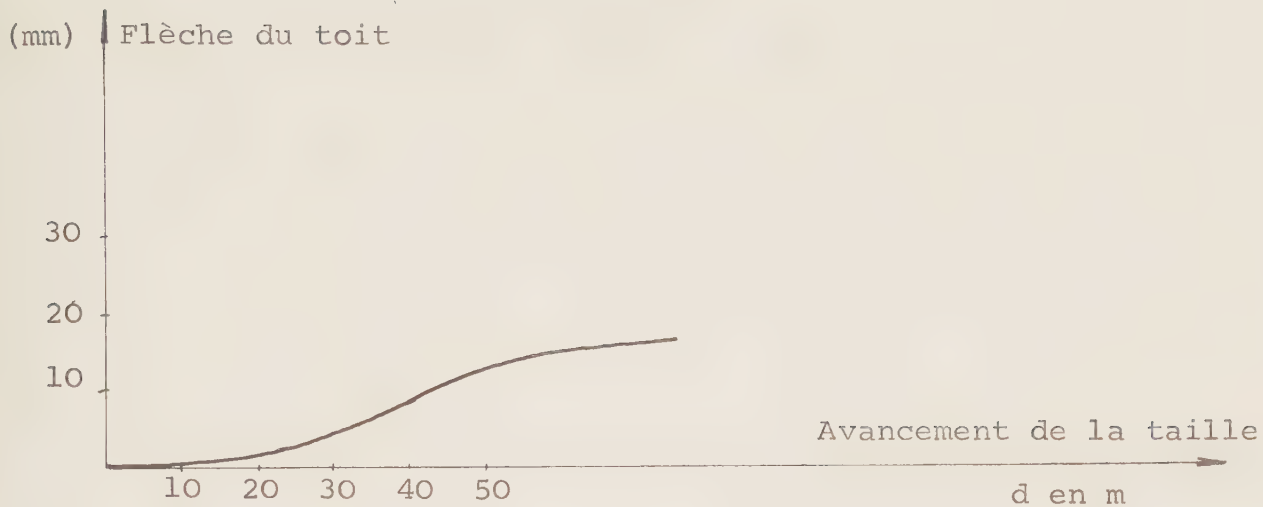


FIG. 58

COURBE MOYENNE DE LA FLECHE DU TOIT.

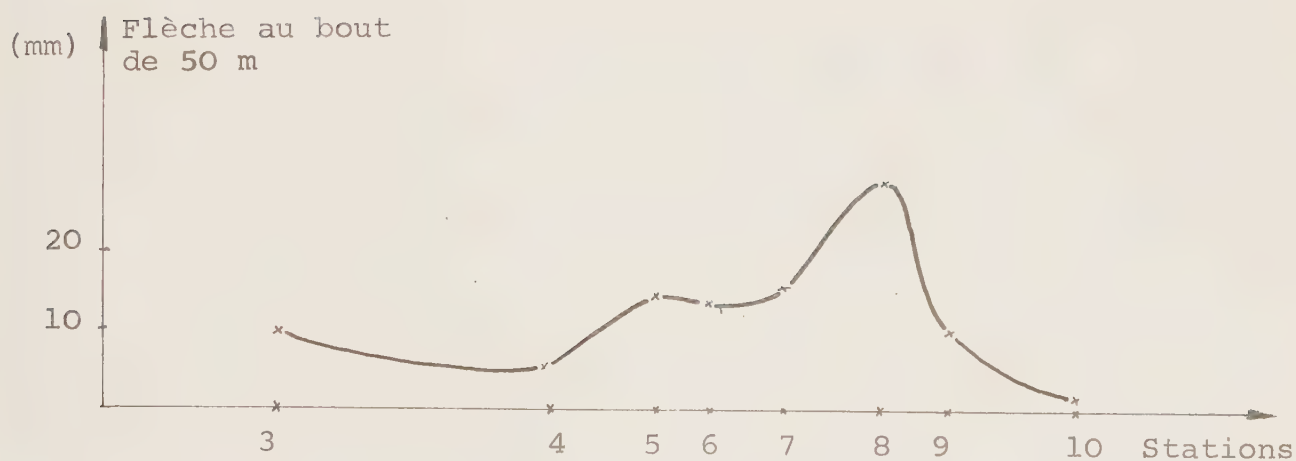
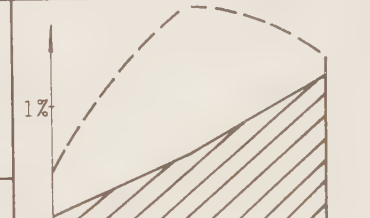
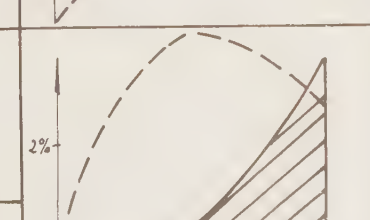


FIG. 59

EVOLUTION DE LA FLECHE DU TOIT LE LONG DE LA VOIE.

FIG 60

Situation dans la voie		côté taille	milieu de la voie	côté massif	Répartition des coeff. d'expansion			
Phases					taille	milieu	massif	
Phase 1 : -2,5 à 0m	Bancs N.B.	0,4	0,375	0,22				Phase d'avant passage : le toit bascule légèrement côté taille L'expansion dans les bancs boulonnés est relativement faible. L'expansion dans les bancs non boulonnés est nettement plus forte
	Bancs B.	0,14	0,166	0,177				
Phase 2 : 0 à +15m	Bancs N.B.	1,1	0,825	1,02				Phase de passage : on enlève l'appui au toit, il y a un très fort basculement côté taille. L'écart entre l'expansion des bancs boulonnés et des bancs non boulonnés est très important côté taille. L'expansion dans les bancs boulonnés est plus forte côté massif.
	Bancs B.	0,475	0,445	0,66				
Phase 3 : 15 à 50m	Bancs N.B.	0,5	1,72	1,38				Phase d'après passage : le toit prend appui sur la pile de bois, le basculement s'amortit et la flèche apparaît. L'écart entre bancs boulonnés et bancs non boulonnés est très important au milieu de la voie (flèche du toit) L'expansion est très importante dans les bancs boulonnés côté massif.
	Bancs B.	0,17	0,63	1,20				
Phase 4 : 50 à fin	Bancs N.B.	-0,75	0	-0,35				Phase finale : les affaissements du toit sont amortis : la flèche du toit s'amortit. Il y a plus d'expansion dans les bancs sus-jacents, il y a même une recompression près de la taille et du massif. L'expansion dans les bancs boulonnés continue et est plus forte côté massif.
	Bancs B.	0,22	0,13	0,63				
Phase 5 : -2,5 à fin	Bancs N.B.	1,25	2,92	2,27				Globalement l'expansion dans les bancs non boulonnés a été plus forte que l'expansion dans les bancs boulonnés.
	Bancs B.	1,00	1,37	2,67				

Légende : Bancs B = boulonnés

— Bancs N.B. = Bancs sus-jacents non boulonnés — — — —

- Déformation du toit

L'étude des déplacements verticaux relatifs de tous les points de la section permet d'apprécier la déformation des premiers bancs du toit.

Si le toit bascule côté taille en restant plan, la courbe de basculement du toit en fonction de l'avancement de la taille (courbe de déplacement vertical relatif entre E et A) permet de déterminer les courbes de déplacement vertical relatif entre les points B, C, D et le point E (les points A, B, C, D, E sont régulièrement répartis dans la section). Nous avons tracé sur la même figure (Fig. 56) les courbes moyennes réelles et les courbes calculées dans l'hypothèse d'un basculement plan. Jusqu'à 15 m d'avancement de la taille l'identité entre courbe réelle et courbe théorique traduit un comportement plan du toit. A partir de cette distance l'amplitude des courbes réelles est supérieure à l'amplitude des courbes estimées : les points A, B, C, D, E, ne sont plus alignés. Comme nous n'avons remarqué aucune rupture dans le toit cette différence traduit une flexion du toit. Cette déformation par flexion peut être caractérisée par sa flèche.

La figure 58 représente l'amplitude de la flèche moyenne du toit, en fonction de l'avancement de la taille. On constate qu'à partir de 50 m la courbe s'amortit : le toit tend vers une position d'équilibre. La flèche du toit au bout de 50 m d'avancement est donc une bonne estimation de la flexion que va subir le toit, (ce sera notre paramètre d'étude). La figure 59 représente l'évolution de ce paramètre le long de la voie. On constate que la flèche du toit au niveau de la station 8 (station située à la limite de la veine 2) est plus de deux fois supérieure à la flèche des autres stations. La déformation du toit a donc été nettement plus importante au niveau de cette station.

Ainsi entre 0 et + 15 m le comportement du toit de cette voie est plan et se caractérise par un affaissement parallèlement à lui même accompagné par un basculement vers la taille.

- entre 15 m et + 50 m le comportement n'est plus plan, aux déformations précédentes s'ajoute une flexion du toit

- au delà de + 50 m les déformations du toit s'amortissent.

Etude des coefficients d'expansion

Nous avons calculé phase par phase les coefficients d'expansion pour les bancs boulonnés et pour les bancs susjacents non boulonnés (le coefficient d'expansion est l'expansion ramenée à l'unité de longueur). Le tableau (Fig.60) résume les valeurs moyennes (calculées sur 10 stations) de ces coefficients.

L'analyse des expansions dans les bancs susjacents à la voie a ainsi montré que :

1. L'expansion dans les bancs boulonnés "démarré" plus lentement mais se poursuit plus longtemps que dans les bancs susjacents non boulonnés (si les terrains n'avaient pas été boulonnés on aurait observé le contraire).
2. En fin d'exploitation, l'expansion dans les bancs boulonnés a été inférieure à l'expansion dans les bancs susjacents non boulonnés (si les terrains n'avaient pas été boulonnés on aurait observé le contraire).
3. L'écart entre l'expansion des bancs boulonnés et des bancs non boulonnés a été le plus faible pour la partie du toit située près du massif en place, là où les expansions sont les plus fortes. Cette forte expansion côté massif est vraisemblablement due à la fracturation des bancs provoquée par le basculement du toit. Cette rupture de bancs a été mise en évidence in situ dans une voie semblable à l'aide de tubes cassants.

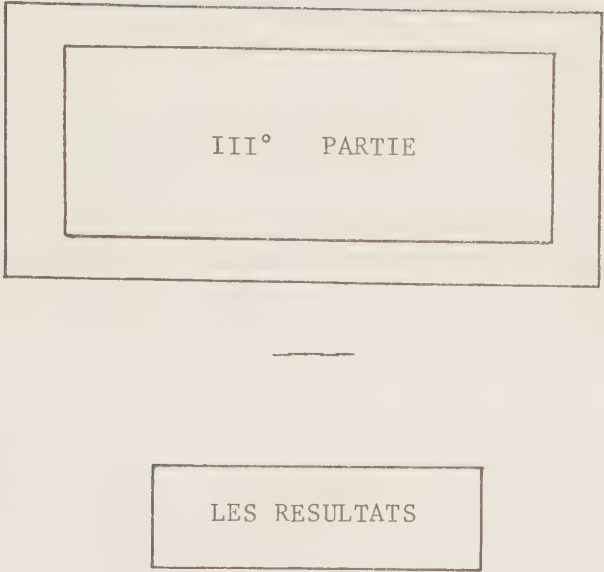
Cette méthode permet ainsi de caractériser les déformations transversales du toit ce qui aide beaucoup à la compréhension des mécanismes d'affaissement.

TROISIEME PARTIE

LES RESULTATS

<u>I - OU BOULONNER ?</u>	page 112
I.1 - FACTEURS D'EXPLOITATION	
I.2 - FACTEURS NATURELS	
I.3 - CONCLUSIONS	
 <u>II - COMMENT BOULONNER ?</u>	page 125
II.1 - OBJECTIF	page 125
II.2 - EXEMPLES	page 128
a) La Houve - H.B.L.	
b) Beaumont 500 - H.B.N.P.C.	
II.3 - RESULTATS	page 145
 <u>III - COMMENT CONTROLER ?</u>	page 152
III.1 - EVOLUTION DU CONTROLE DANS LES HOUILLERES	page 154
III.2 - ANALYSE DES INCIDENTS	page 157
a) Contrôle de l'expansion	
b) Contrôle des fluages	
c) Autres moyens de prévision	
d) Incidents au passage de taille	
e) Conclusions	
III.3 - COMPORTEMENT DU BOULON	page 169

III.4 - COMPORTEMENT DES TERRAINS	page 174
a) La poutre du toit	
b) Les mécanismes de rupture	
c) L'équilibre du toit après rupture	
d) Les éboulements au creusement	
e) Le passage de la taille	
III.5 - CONCLUSIONS	page 195
<u>IV - CONCLUSIONS</u>	page 199



III° PARTIE

LES RESULTATS

Nous allons à présent exposer les résultats obtenus par rapport aux objectifs fixés à la recherche en matière de boulonnage : Où boulonner ? Comment boulonner ? Comment contrôler ces chantiers ?

Cette présentation synthétique souligne le caractère appliqué de nos travaux. Elle recouvre une certaine différenciation entre les méthodes d'approche de ces diverses questions. Cela nous conduit évidemment à ne pas suivre le fil chronologique, mais on trouvera en annexe le tableau d'ensemble et les résumés des principales campagnes de mesure.

Un tel découpage ne doit cependant pas faire oublier les liens étroits qui unissent les différents problèmes posés. On ne saurait en effet tenter de résoudre l'un sans tenir compte des réponses apportées aux autres. Ainsi, le soutènement devra être d'autant plus fourni que l'on se trouve aux limites d'application du boulonnage, ou que le contrôle est plus incertain. A l'inverse, des moyens sûrs de prévision aussi bien qu'un renforcement du schéma du boulonnage s'accroissent d'une extension du champ autorisé. Bien que nous ne soyons pas en mesure de toujours les formaliser dans le cadre d'une solution d'ensemble, ces interactions seront constamment sous-jacentes dans ce qui va suivre.

Il est naturel que l'énoncé de résultats fasse surgir de nouveaux problèmes, et qu'il en reste en suspens. On pourrait s'étonner toutefois du fait que certaines de nos hypothèses ou de nos propositions n'aient pas été testées par une expérimentation appropriée, ou que l'apport de certains essais apparaisse minime. Or, nous avons observé de nombreux chantiers (annexe I) et collecté un volume important de mesures.

Effectivement, toute cette information potentielle n'a pas pu être exploitée à fond. La mise en ordre, en vue d'un traitement global, d'une telle masse de données constitue déjà une tâche considérable, compte tenu des nombreuses corrections et des difficultés diverses de la normalisation. Ainsi, nous avons réalisé un fichier sur cartes perforées de toutes les mesures des HBNPC, mais le temps nous a manqué pour en faire l'analyse statistique (il a été ultérieurement remis à jour et étudié par M.DEJEAN (58)). Par ailleurs, la mise au point des mesures et la détermination des plus représentatives ne se sont faites que progressivement : cela explique le manque d'expériences sur certaines dont l'intérêt nous est apparu tardivement. En fait, les facteurs susceptibles de dévaloriser le plus l'information collectée sont autres : la fréquence des données manquantes, et la réalisation imparfaite des conditions expérimentales ou des plans d'expérience projetés. Là, nous touchons à des difficultés propres à la recherche in-situ.

Tout d'abord de nombreux aléas, liés aux conditions particulières du fond, conditionnent la réussite des mesures. Les mouvements de terrains peuvent détériorer certains dispositifs (ex. : expansion), les transports et diverses activités du chantier tordre ou emporter les broches (au daisne surtout), enfin l'encombrement de la voie interdire la prise de mesure (ex. : fluage). Cela rend indispensable un entretien constant et conséquent des stations de mesure. Il arrive aussi, certes plus rarement, que des circonstances imprévues bouleversent le déroulement d'un essai (ex. : BEAUMONT 50 - Annexe III).

Par ailleurs, l'importance des moyens mis en oeuvre dans un essai, le coût d'une campagne de mesure et les impératifs de l'exploitation imposent des contraintes notables à la réalisation des projets de recherche.

Ainsi, l'expérimentation doit être compatible avec la bonne marche des chantiers fréquentés, et s'intégrer autant que possible dans les espaces libres de leur organisation. Par exemple, l'implantation à front des stations a parfois présenté quelques difficultés. Au niveau des plans d'expérience, nous avons dû dans certains cas accepter des zones très longues et par là manquer de répétitions, le changement de modalité étant une gêne à l'avancement et à l'exploitation (Lazare 161 et 162). De plus, la conformité aux plans établis n'a pas toujours pu être respectée, des modifications imprévues survenant au cours même du creusement (Ex. Geneviève 102, annexe IV) pour diverses difficultés pratiques ou par opportunité.

Dans ce contexte, le chercheur apparaît très dépendant, et l'orientation de son travail expérimental lui échappe en partie. D'une manière générale, il est difficile d'intervenir sur le choix du chantier, ni par suite sur les conditions environnantes. Quant aux objectifs poursuivis, il faut tenir compte de la priorité accordée aux comparaisons d'intérêt technologique : c'est donc dans de tels essais que doivent s'insérer des préoccupations plus fondamentales.

I OU BOULONNER ?

Cette question n'a de sens que située dans un certain contexte. A moins d'une fragmentation initiale très poussée, il est en effet toujours possible de boulonner une voie dans des conditions difficiles, si on l'équipe en plus d'un soutènement porteur approprié. Il dépend de l'exploitant de décider si ce choix est plus avantageux que le cadre TH classique.

En ce qui nous concerne, il s'agit de déterminer dans quelles conditions de terrain le boulonnage peut sans risque d'éboulement constituer l'élément essentiel de la tenue d'une voie. L'aptitude au boulonnage signifie l'obtention après traitement d'un terrain assez résistant pour remplir lui-même la plus grande part des efforts de soutènement, avec l'aide éventuelle d'un soutènement de renfort léger.

La réponse ne peut être que nuancée. Elle n'est pas indépendante en effet des modalités de réalisation du boulonnage du toit, du traitement des parements etc ... L'amélioration de la technique permet d'en repousser les limites d'application, de même que la capacité de prévoir les incidents par un meilleur contrôle.

Dans la pratique, on a commencé à boulonner les terrains jugés les plus sains, en évitant les situations susceptibles de causer de forts mouvements ou des perturbations quelconques. L'extension s'est d'abord faite de proche en proche, en passant d'un chantier réussi aux traçages de la même veine, puis par analogie en appliquant les enseignements tirés à d'autres voies. Cette démarche empirique s'est peu à peu enrichie de la compréhension des phénomènes de déformation et du rôle du boulonnage, permettant de mieux s'adapter au terrain et d'en mieux connaître les réactions.

Nos recherches en ce domaine ont profité de l'observation systématique de tous les chantiers boulonnés, dans lesquels sont relevées les mesures de contrôle des déformations mais aussi les caractéristiques du soutènement, de l'exploitation, l'histoire des terrains environnants et si possible leur stratigraphie. C'est en nous appuyant sur cette large expérience, en faisant le bilan des résultats dans un champ étendu que nous avons pu dégager des éléments de réponse significatifs.

L'analyse des échecs, des circonstances d'éboulements est évidemment très fructueuse, mais doit être replacée dans le cadre d'une étude d'ensemble des données. L'étude statistique de divers paramètres, liés aux mécanismes de détérioration des terrains, a révélé l'intervention de certains facteurs et permis de leur fixer des limites acceptables.

Dans ce qui suit, nous allons présenter les principales restrictions qui affectent l'efficacité et la réussite du boulonnage. Elles tiennent d'une part à des caractéristiques naturelles, d'autre part à l'influence des exploitations voisines.

I.1 - FACTEURS D'EXPLOITATION

Les difficultés causées par des exploitations voisines sur la tenue des voies ne sont pas propres aux voies boulonnées. On en connaît les effets en cadres TH, on sait que de larges volumes de roches sont alors altérés et fragmentés. On peut donc s'attendre à ce que certaines situations s'accommodent mal du boulonnage, et nécessitent un gros renfort préalable.

De ce fait, on a dès le début déconseillé formellement le boulonnage ou recommandé la plus grande prudence dans certains cas. L'expérience a généralement confirmé le bien fondé de ces précautions. Nous allons ici rappeler les principales influences mises en cause et donner les résultats correspondants de la "boulonnabilité" des terrains.

a) TAILLES DESSERVIES PAR LA VOIE

Il faut remarquer tout d'abord que l'épreuve la plus dure subie par la voie provient des tailles qu'elle dessert. Compte tenue de sa perte d'efficacité dans les terrains cassés au passage de taille, le boulonnage ne peut pas être préconisé indépendamment du mode d'exploitation.

Ainsi s'explique la rareté des 2ème passage de taille en voie boulonnée, puisqu'il faut alors qu'un soutènement porteur prenne entièrement à sa charge la tenue du toit.

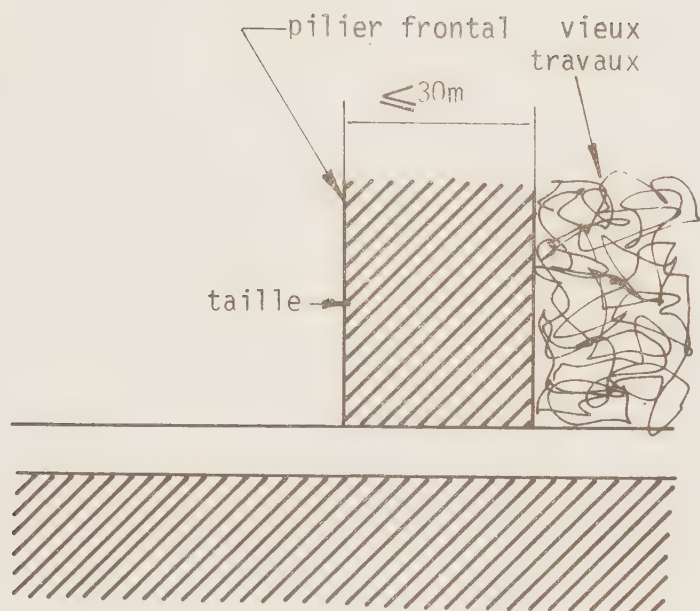
A l'inverse, le boulonnage est utilisé à plein rendement dans le cas d'une seule taille rabattante, dont la voie n'est pas conservée. C'est le cas de la majorité des voies boulonnées dans les HBNPC. Notons que le maintien en après passage ne nécessite en général qu'un renforcement modéré.

Enfin le boulonnage peut sans inconvénient être appliqué à des voies de tailles chassantes, puisque de tels essais en grande largeur ont été réalisés avec succès aux HBL.

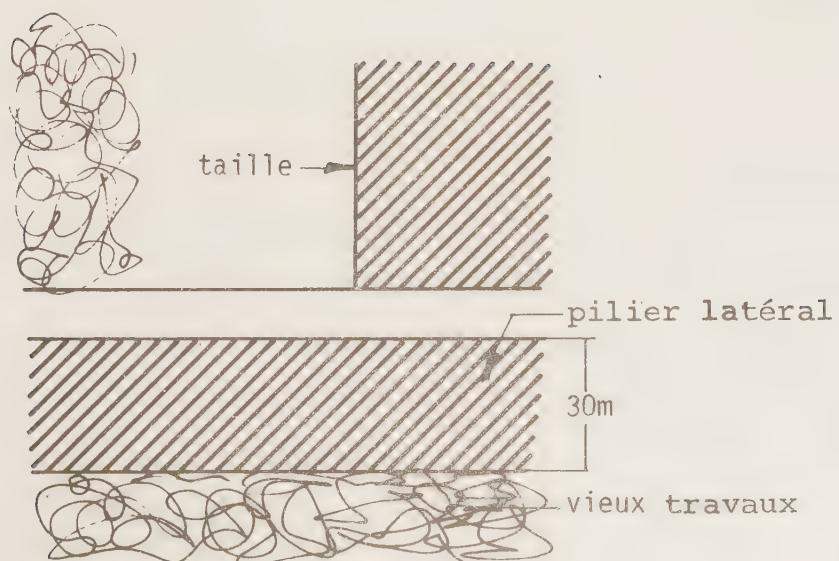
FIG 61

- EFFET PILIER -

a



b



Ces remarques faites, nous allons considérer l'effet de la proximité éventuelle de vieux travaux dans la même veine, quand elle s'accompagne de la formation de piliers.

b) EFFET "PILIER"

Cet effet se manifeste quand la largeur d'un pilier de charbon laissé en place devient inférieur à une trentaine de mètres. Alors, le charbon se fissure dans toute sa masse et le pilier s'écrase.

Un pilier frontal se constitue lorsqu'une taille avance vers de vieux travaux (Fig. 61 a). Lorsque la largeur atteint la valeur critique de 30 m, le pilier cède brusquement en bloc. On observe des coups de toit et de très fortes convergences, puis le fluage du pilier dans la voie. Ce cas d'exploitation, presque toujours évité pour ses conséquences très néfastes, est à plus forte raison interdit au boulonnage.

Plus fréquemment, sont laissés des piliers latéraux (Fig. 61 b) de largeur faible (de l'ordre de la dizaine de mètres). Il provoquent de forts mouvements. Cette influence est sensible dès le creusement, et il ne fait pas de doute que les terrains sont déjà partiellement détendus. On ne se trouve donc pas dans les meilleures conditions d'efficacité du boulonnage.

Cependant le seul exemple de voie boulonnée dans ce cas montre des résultats particulièrement satisfaisants (Veine 6 Wendel III taille chassante). Si l'on ne peut en tirer de conclusions générales sur la tenue du toit, il faut remarquer cependant que par le boulonnage on évite ici l'action destructive du fluage sur les cadres porteurs.

c) INFLUENCE DES EXPLOITATIONS SUS-JACENTES

L'exploitation d'une taille influence un large volume dans lequel les terrains subissent à la fois un déplacement vers le vide crée et surtout des déformations susceptibles de nuire aux galeries (56).

A la verticale de la surface exploitée, on ne ressent que l'effet de la culée précédant le front de taille, marqué par une augmentation des convergences. Ultérieurement, et c'est le cas des voies creusées sous des vieux travaux, la tenue de la voie n'est pas affectée et même bénéficie d'un allègement des convergences. Le fait que les terrains aient subi une certaine décompression ne s'est pas avéré porter atteinte à l'efficacité du boulonnage, dans les cas observés.

Il n'en est pas de même des limites d'exploitation, dont les conséquences sont plus néfastes et durables.

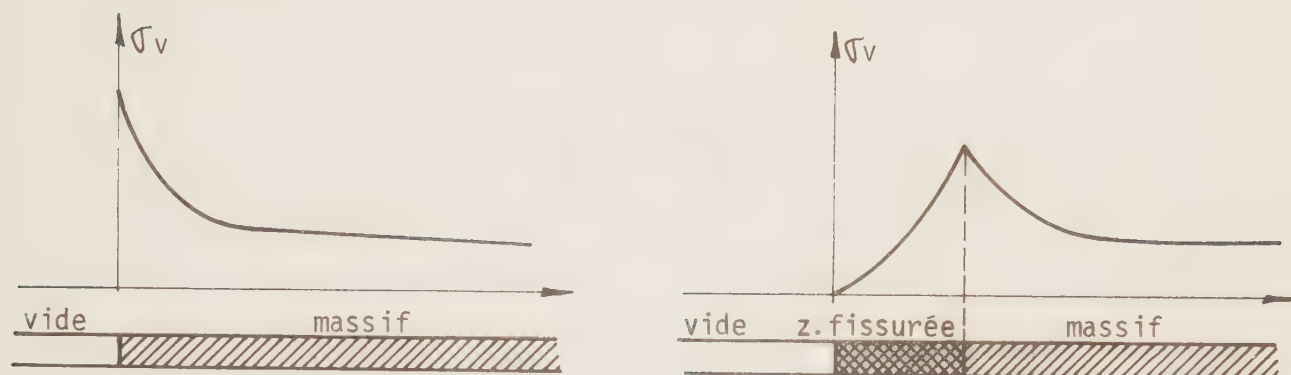
Au moment du déhouillement, c'est au bord du massif que les contraintes verticales sont les plus fortes (Fig. 62 a). Cette surcompression s'étend de part et d'autre de la veine, détermine un comportement plastique des terrains, et en provoque la détérioration. Elles se traduisent dans les galeries, surtout au passage de leurs tailles, par un maximum de convergences près de l'aplomb de la limite d'exploitation. Puis la fissuration progresse dans le massif et entraîne le déplacement des contraintes maximales jusqu'à un nouvel équilibre. C'est ce qui explique dans la voie la présence d'un 2ème maximum (Fig. 62 b), dont les mouvements mieux amortis témoignent d'un comportement élastique. Vis à vis du boulonnage, le risque d'incident tient à la surcontrainte résiduelle et à l'accroissement correspondant des mouvements mais surtout à la probabilité de trouver à front des roches déjà dégradées, dont le renforcement sera imparfait.

Dans le cas particulier du stot, tous ces effets seront considérablement aggravés. Il en découle de très fortes convergences, parfois dès le creusement. Cette situation, toujours propice aux éboulements, est sans conteste un cas de "non boulonnabilité".

Dans un gisement aussi exploité que celui des HBNPC, on rencontre assez peu de terrains sus-jacents vierges, et nous avons pu observer un certain nombre de voies boulonnées sous des limites d'exploitation.

FIG 62

a) - VOLUME D'INFLUENCE D'UNE TAILLE :



b) - REPARTITION DES POINTS DE FORTES CONVERGENCES DANS SIX GALERIES SOUMISES A L'INFLUENCE D'UNE TAILLE :



Ainsi, dans le tableau de l'annexe 1, quatre voies se trouvent dans ce cas, et 3 d'entre elles ont été l'objet d'incidents, dont la cause principale est précisément la situation sus-jacente.

Surplombées par des limites d'exploitation qui leur sont à peu près parallèles, deux voies sont gravement altérées sur toute leur longueur, et s'avèrent impropres au boulonnage :

Beaumont 500 (annexe III). Les terrains très désagrégés convergent fortement sans se stabiliser. Malgré un entretien constant, la voie s'écrase par endroits et doit être recreusée pour le passage de taille.

Lazare 160 (annexe II). A 12 m au-dessus, Alfred a été exploité en 2 tailles de directions perpendiculaires. Pendant plusieurs années, la voie s'est trouvée sous l'influence de la limite d'exploitation. Il en est résulté une fragmentation intense et la formation de cloches d'éboulement.

Des effets plus localisés ont été observés avec des limites perpendiculaires à la voie :

Denise D 51 est à l'aplomb d'une taille dans Ceneviève, en cours d'exploitation. Cette influence est bien supportée par la voie, jusqu'à ce que survienne un arrêt provisoire de la taille. Le front de taille se comportant comme une limite d'exploitation, la tenue de la voie s'est alors aggravée et un sérieux renforcement a été nécessaire.

Rappelons enfin un exemple caractéristique provenant du groupe de Lens, Coecilia Vo 66 : 120 m plus haut, dans Omérine, le massif laissé en place s'avance en coin au-dessus de la voie, réalisant ainsi un effet de stot. C'est à la sortie de l'aplomb de ce stot que s'est produit l'éboulement (annexe II).

Ces faits attestent la responsabilité effective des exploitations sus-jacentes dans plusieurs incidents graves. Pour évaluer le risque couru en boulonnant dans ces conditions, nous avons élargi notre base statistique en faisant état d'observations transmises par le groupe de Lens. Sur une quarantaine de voies creusées, 12 se trouvent sous l'influence d'une limite d'exploitation et au moins les 4 incidents précités s'y sont produits.

Ainsi, dans les zones influencées, nous avons constaté 1 fois sur 3 des éboulements ou perturbations graves. Atitre de comparaison, si l'on exclut les conséquences des exploitations sus-jacentes, environ 1 voie sur 8 seulement est le siège de tels incidents. Cette différence est significative, compte tenu du fait que l'influence considérée n'affecte généralement qu'une partie de la voie.

I.2 - FACTEURS NATURELS

La constitution naturelle des gisements a imposé un cadre général dans lequel le champ d'application du boulonnage est à délimiter.

Ainsi, il s'agit de boulonner des terrains houillers, principalement des schistes et des grès. Pour définir les conditions générales rencontrées dans nos chantiers, précisons dans quels domaines ont varié les principaux facteurs :

- la profondeur s'est répartie entre 500 et 1000 m, sans manifester d'influence sur la "boulonnabilité" des terrains.
- l'ouverture a varié de 0,60 m à plus de 3,50 m. Les veines épaisses ont été abordées avec précaution, mais ne sont nullement un obstacle au boulonnage, dans la mesure où le problème du renforcement des parements est résolu.
- en ce qui concerne le pendage, notre expérience se limite pratiquement aux plateaux. Mais il faut signaler quelques essais en semi-dressants aux HBL, dans des montages et surcostresses, d'après lesquels le boulonnage semble s'accommoder fort bien du pendage.

Ceci étant, un certain nombre de particularités peuvent réduire l'efficacité du boulonnage :

Par exemple la présence d'eau, ruisselant dans les fissures ou imprégnant le terrain, risque d'empêcher l'adhésion de la résine aux parois du trou, outre la rapide dégradation des roches qu'elle occasionne. En effet, sur des boulons retirés des terrains avec leur résine (lors de chutes de toit), on a pu observer dans ce cas une gangue boueuse entourant l'ancrage et l'isolant de la roche. Ce fait a été observé lors des éboulements de LZ 160 (annexe II), où il a constitué un facteur d'aggravation dans un toit déjà fissuré par les vieux travaux sus-jacents.

Plus généralement, les restrictions à la "boulonnabilité" d'un toit se fondent sur des considérations tectoniques ou stratigraphiques.

a) TECTONIQUE

Partant de l'expérience des voies cadrées, on a conseillé dès les premiers essais d'éviter le boulonnage à proximité des failles et des accidents tectoniques importants.

Les failles, qu'elles longent ou recoupent la voie, provoquent d'ordinaire un accroissement plus ou moins grand des convergences. Le cas le plus défavorable est celui de la faille inverse (Fig. 63), où le charbon situé entre la voie et la faille se comporte comme un pilier.

Quant aux accidents, ce peuvent être des micro-failles (relais), des excroissances de charbon ou des strates d'épaisseur anormale (grandeur). De conséquences diverses sur la tenue de la voie, ce sont des sources de difficultés pour le soutènement.

Les discontinuités et les surfaces de décollement qui accompagnent ces anomalies sont évidemment susceptibles de produire des chutes de toit ou de former des cloches d'éboulement, que le boulonnage sera impuissant à contenir. Nous disposons de 2 exemples d'incidents en voie boulonnée (Annexe II) :

Grande Veine 312 = près des fronts survient un éboulement d'environ 10 m de long. C'est précisément à cet endroit que se recoupent dans le toit plusieurs accidents.

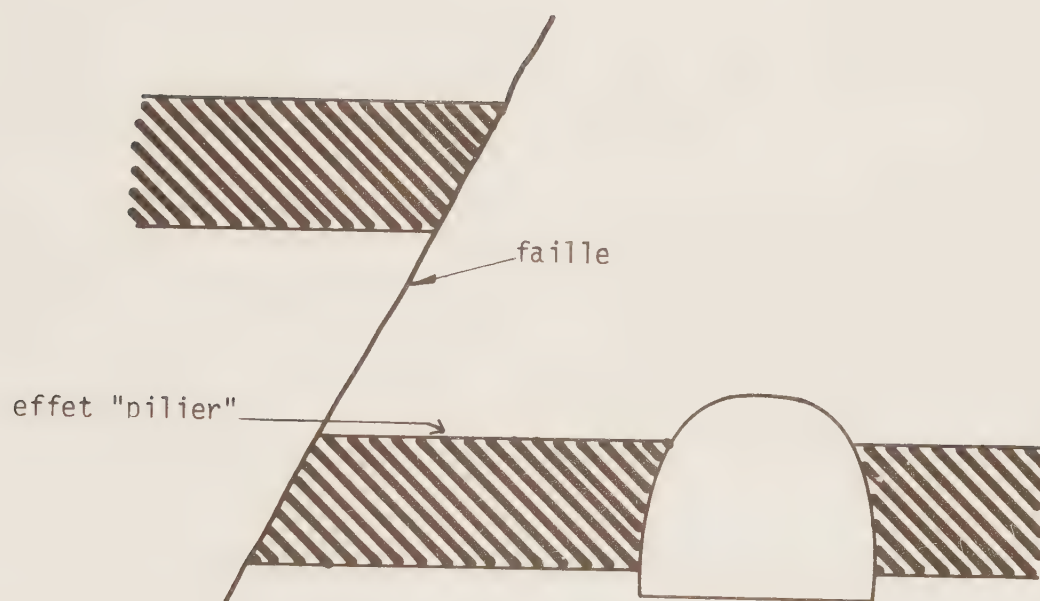
Coecilia 55 = cette voie est longée par un accident important. Moins de 3 mois après le creusement, elle s'est refermée et doit être abandonnée.

Dans d'autre cas, la présence d'anomalies tectoniques s'est accompagnée de perturbations diverses : par exemple, le délavage intense d'une veine mince, nécessitant un renforcement (Geneviève 22).

Ces observations confirment le bien fondé des consignes énoncées initialement. Mais il ne nous a pas été possible de faire un bilan de l'influence des accidents tectoniques sur les voies boulonnées que nous avons suivies. En effet, seule une fraction d'entre eux, parmi les plus importants, est reportée sur les plans. Quant aux autres, nous n'avons généralement connu l'existence qu'en cas d'incident.

FIG 63

- FAILLE INVERSE -



b) **STRATIGRAPHIE**

L'influence de la stratigraphie sur le comportement d'une voie n'est pas à démontrer ici.

Alors qu'en bordure de taille elle s'efface devant l'affaissement d'ensemble du haut toit, elle devient prépondérante chaque fois que le siège des mouvements est limité au voisinage de la voie. Tout particulièrement au creusement, les mouvements varient d'une voie à l'autre, ou le long d'une même voie, en fonction de la nature des terrains. L'ampleur de la dispersion observée souligne l'importance de ce facteur.

Dans le cas du boulonnage, la connaissance de ces effets devient une préoccupation première, puisque c'est de la stratigraphie que dépend essentiellement la capacité de renforcement du terrain par les boulons. En effet, la plupart des modèles explicatifs de l'action du boulonnage se réfèrent à une poutre composée, dont le comportement est lié à l'épaisseur des bancs, aux caractéristiques mécaniques des roches, au nombre des plans de glissements etc ...

Cette étude se heurte à de graves difficultés d'ordre pratique. Elle nécessiterait en effet des carottages dans chaque voie, et sur les échantillons des examens longs et coûteux, ce que nous n'avons pas eu la possibilité d'effectuer. En utilisant les relevés disponibles de sondages antérieurs, nous n'avons pu disposer généralement aux HBNPC que d'une seule coupe stratigraphique pour tous les chantiers d'une même veine, parfois fort éloignés du point de sondage. Cependant, la situation a été plus favorable dans les HBL, du fait d'un pendage en moyenne plus prononcé : ainsi, nous avons pu profiter de nombreuses coupes de travers-bancs, qui ont constitué notre principale source d'information. Quant aux essais de résistance, ils ont pu être effectués dans quelques cas isolés, sur des échantillons superficiels.

Ces conditions rendent difficile une étude de la stratigraphie.

Cependant des résultats intéressants ont pu être obtenus au Laboratoire de Mécanique des Terrains (57) par analyse statistique de 27 voies boulonnées aux HBL.

La seule influence significative mise en évidence est celle sur les expansions de la présence de charbon dans les 5 premiers mètres du toit. Ainsi, le coefficient d'expansion à 50 m des fronts de creusement est lié à la teneur en charbon et en schistes carbonneux par la relation suivante :

$$\text{Coef. } e_0^{50} = 0,12 t_c + 0,06 t_{sch}.$$

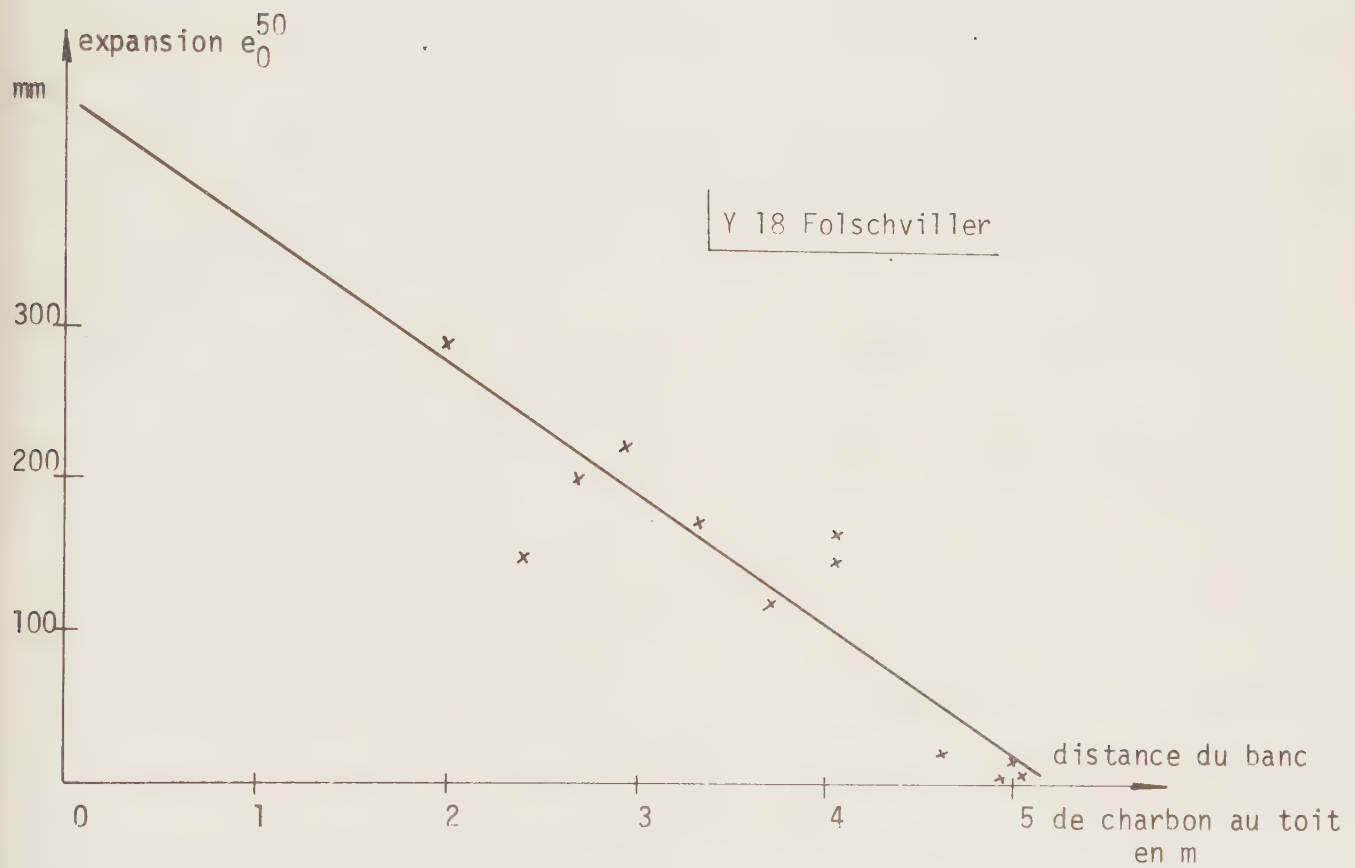
qui explique 80 % des variations d'expansion d'une voie à l'autre.

Ce résultat présente un grand intérêt pratique puisqu'il permet une prévision de l'expansion au creusement, et par conséquent la sélection des voies dont l'expansion ne dépassera pas un seuil jugé dangereux. Dans les conditions actuelles, cela conduit à ne pas boulonner les voies dont la teneur en charbon, sur les 5 premiers mètres, est supérieure à 25 %.

A titre d'exemple, cette limite a été dépassée dans Y 18 à Folschwiller, où un banc de charbon au toit s'est rapproché de la voie. L'effet n'est apparu que lorsque le banc s'est trouvé à moins de 5 m environ de la surface du toit (Fig. 64). La zone correspondante a subi des expansions très fortes, et s'est rapidement refermée, ce qui a nécessité son cadrage.

FIG 64

- INFLUENCE DU CHARBON DANS LE TOIT SUR L'EXPANSION AU CREUSEMENT -



I.3 - CONCLUSIONS

Après avoir analysé les différents facteurs dont dépendent les limites d'application du boulonnage, nous pouvons dresser le bilan global de ce qui a été réalisé et mettre en relief les progrès qu'on peut attendre d'une meilleure sélection des voies à boulonner.

Les principales restrictions, pourtant signalées dès le début des essais, n'ont pas toujours été prises en considération. L'examen des incidents survenus fait apparaître dans quelle mesure ce fait a eu des conséquences.

Dans les HBNPC, sur 41 voies creusées, dont 28 ont subi un passage de taille, nous avons relevé 9 cas d'éboulements ou incidents graves, décrits en annexe II. Les particularités qui en sont la cause probable se répartissent ainsi :

- Limites d'exploitations sus-jacentes dans 4 cas,
- Accidents tectoniques dans 2 cas,
- Les 3 autres cas (dont 2 au passage de taille) n'ont pas de cause repérée.

Ainsi les 2/3 des échecs se sont produits dans des conditions que l'on pouvait à priori juger impropres au boulonnage.

La situation est différente aux HBL. Sur 66 voies en phase de creusement, il n'y a qu'un cas de perturbation grave, liée à la présence de charbon au toit (Y 18). Et le seul éboulement, dont les causes n'ont pas été éclaircies, s'est produit en avant-passage, sur un total de 32 passages de taille observés.

Ce faible taux d'incidents peut s'expliquer en partie par les conditions plus favorables du bassin Lorrain. Mais il faut remarquer que, lors du creusement des 66 voies, on a abandonné le boulonnage pour le cadrage dans 12 de ces voies. Cette décision a été prise dans plusieurs cas à la vue de mesures de contrôle alarmantes, mais plus souvent préalablement à toute difficulté,

en se fiant aux critères de non boulonnabilité des terrains :

1 cas de limite d'exploitation

1 cas de ruissellement d'eau

3 cas de charbon au toit

4 cas de failles.

C'est sans doute surtout à ces mesures de prévention rigoureuses que l'on doit la rareté des incidents imprévus aux HBL.

Ainsi, les critères de boulonnabilité que nous avons exposé semblent suffisamment efficaces pour éviter la plupart des risques d'éboulement. Par là, il se confirme que la garantie essentielle de sécurité dans une voie boulonnée est l'examen préalable des conditions de terrains et le cadrage systématique dès que l'on s'écarte des normes fixées.

Ceci dit, il existe un risque résiduel, dû à notre ignorance de certains facteurs et à l'imperfection de notre connaissance des terrains, où une anomalie locale n'est pas toujours décelée. Ce sera le rôle du contrôle de le prévoir.

II

COMMENT BOULONNER

II.1 - OBJECTIF

Notre objectif a été de déterminer la façon de boulonner une voie qui assure la meilleure tenue possible sans pour cela élever le prix de revient. Le problème serait donc de rechercher l'optimum entre la "tenue d'une voie" de caractéristiques données et son prix de revient en faisant varier les paramètres du boulonnage. Le problème a en fait été simplifié et s'est limité à la recherche d'une solution qui puisse être appliquée à toutes les voies dites boulonnables. Toutes les expériences ont donc été effectuées dans des voies présentant des conditions relativement avantageuses pour le boulonnage.

La recherche d'un optimum revient, dès lors, à effectuer un choix dans le type de matériel à employer (boulons lisses, lisses nervurés, ou nervurés) puis un choix dans les différentes solutions techniques de boulonnage (boulons ancrés perpendiculairement au toit ou en éventail ; garnissage du toit par du grillage ou des billes métalliques) et, enfin, définir les valeurs des paramètres caractéristiques du boulonnage (longueur des tiges, serrage des plaques, densité des boulons, répartition des boulons).

Comme il a été dit précédemment, la solution cherchée devrait être le résultat d'une étude approfondie du mécanisme d'action des boulons dans un toit. La recherche s'est en fait, dans bien des cas, limitée à un choix entre différentes solutions technologiques pour s'inscrire, alors, dans le vaste programme d'essais comparatifs entrepris par les Houillères.

Chacun de ces essais (fig. 65) a fait l'objet d'un plan d'expérience dont nous avons résumé les résultats en annexe.

Pour faciliter la lecture de ce document, nous allons d'abord exposer brièvement la méthode employée puis nous développerons deux exemples. La méthode consiste à comparer, dans une même voie, les résultats obtenus avec différentes modalités d'un ou plusieurs facteurs du boulonnage. Cette comparaison, pour pouvoir être valable, doit être effectuée en mettant en oeuvre des plans d'expérience. Le principe est de découper la voie en zones de longueurs égales, dans chacune desquelles le facteur étudié garde la même modalité alors qu'il change de modalité d'une zone à l'autre. La comparaison s'effectue ensuite sur le ou les caractères choisis (mesures qui caractérisent la tenue de la voie) à l'aide de tests statistiques (analyse de variance ou régression).

L'utilisation de cette méthode pose deux problèmes importants :

- le premier est le choix du ou des caractères à utiliser. En effet les mesures retenues doivent être représentatives de la tenue de la voie dans la zone dans laquelle elles sont relevées, tout en étant simples. En général, nous avons utilisé les mesures de convergence qui reflètent bien la déformation des voies et dont les dispositifs sont faciles à poser. Nous avons implanté plusieurs sections de mesures dans chaque zone pour tenir compte de la dispersion des mesures dans la zone. La convergence d'une voie étant une fonction du temps, nous avons éliminé l'influence de ce facteur en utilisant comme caractère la variation de convergence entre des moments caractéristiques de la vie de la voie.

Au creusement, nous avons choisi le plus souvent possible un intervalle de temps dont l'origine est le moment où le toit de la voie est découvert et, au passage de la taille, un intervalle de temps dont les bornes correspondent à des positions du front de taille par rapport à la station (au passage de la taille, l'influence de l'avancement de la taille est plus important que celui du temps).

NOM DE LA VOIE	FACTEURS ETUDIÉS	PLAN D'EXPERIENCE	MODE DE DEPOUILLEMENT ET MESURES EMPLOYEES
L a Houve F Sud	nature de la tige [lisse-nervurée nervurée]	N L.N N N = nervuré LN= lisse nervuré	3 stations par zone dépoillement par regression linéaire sur la convergence et l'expansion
L a Houve F Nord	longueur [2,20 m 1,40 m 3 m] schéma [parallèle en éventail] serrage des plaques [non serré serré]	A B C K A' B' C' K' S § S § S § Zone Longueur Lecture A 2,20 m parallèle B 2,20 m éventail C 3 m éventail K 1 m éventail S = serré § = non serré	2 blocs d'analyse de la variance sur la convergence
Beaumont 500 HBNPC-Siège 21 N	nature de tige = [lisse (L) nervuré (N)] liaison bille-boulon = [solidaire (S) non solidaire (§)]		Regression multiple sur les convergences
Geneviève 102 HBNPC-Siège 4 Sud	troussage de mézières [fer plat grillage rien]		Regression multiple sur les fluages
Geneviève 11 bis HBNPC-Siège 4 Sud	troussage de mézières [fer plat grillage fer U rien]		Regression multiple sur les fluages
Lazare 161 et 162 HBNPC-Siège 4 Sud	Comparaison TH - cadrancré Cadrancré de 3m (C3) Cadrancré de 4m (C4)		méthode "analytique"

- le deuxième problème est posé par les conditions naturelles. Nous savons en effet que les convergences varient le long d'une voie soit parce que la voie se rapproche de la fin d'un panneau (ce qui suppose la présence d'une faille) soit parce que la stratigraphie du toit de la voie évolue etc ...

Toutes les causes qui vont modifier localement les caractéristiques naturelles de la voie, nous les regroupons sous la même appellation de "facteur terrain". C'est pour éliminer l'influence de ce facteur que nous avons été amenés à mettre en oeuvre des plans d'expérience comportant au moins une répétition. Cette répétition permet l'étude de deux modalités différentes du facteur terrain.

II.2 - EXEMPLES :

a) LA HOUE

Nous allons maintenant rapporter une étude que nous avons effectuée dans les Houillères du Bassin de Lorraine et dont l'objectif était de déterminer l'influence de trois facteurs et en même temps de rechercher la modalité optimale (au sens où nous l'avons défini plus haut) de chaque facteur.

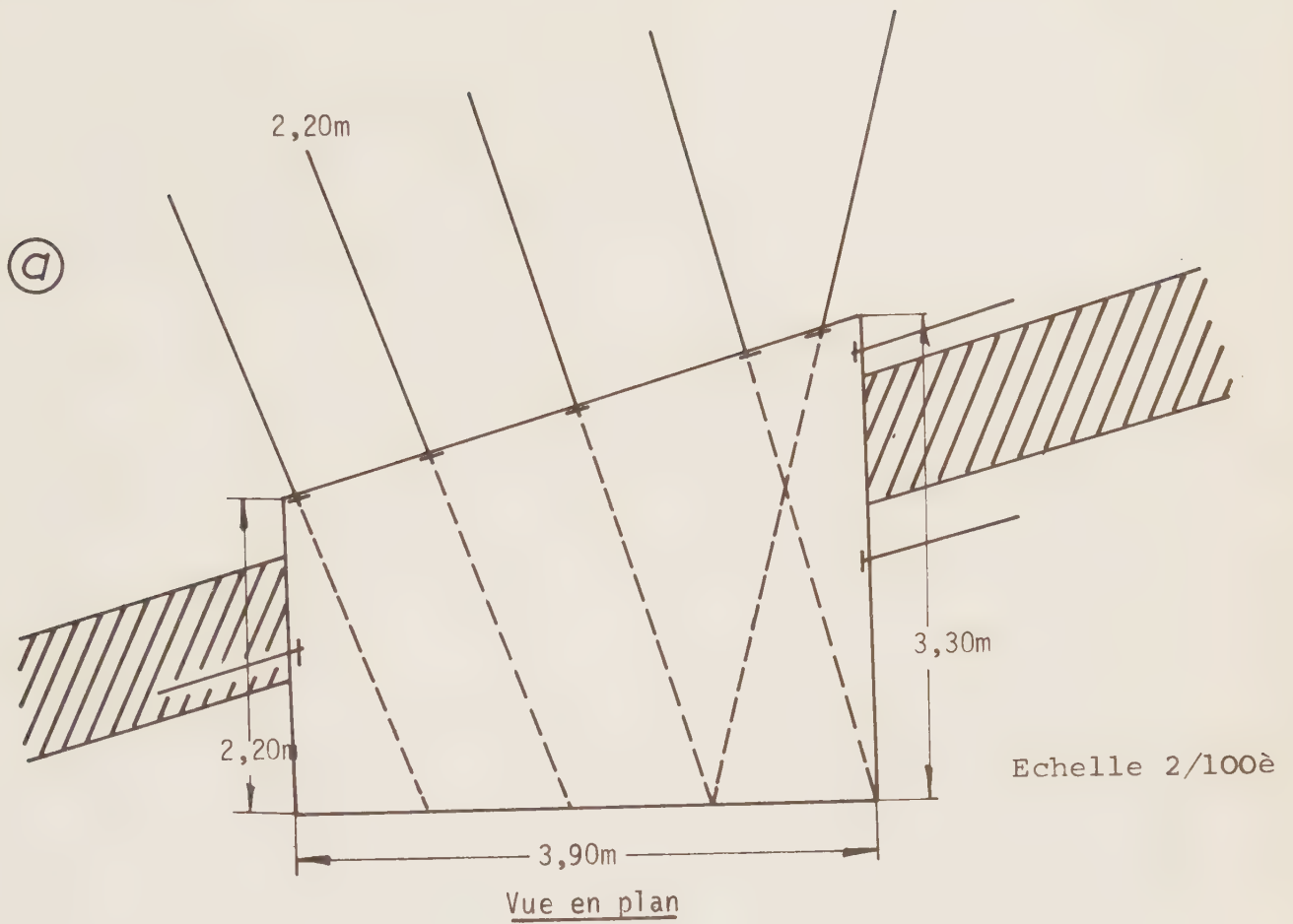
Le premier facteur est relatif à la façon dont sont implantés les boulons dans une section du toit. Nous l'avons appelé "facteur schéma". Le nombre de modalités différentes que peut prendre ce facteur est à priori indéterminé. Dans le cadre de notre étude, nous l'avons limité à deux (boulons en parallèle-boulons en éventail, cf. figure 66 a et b) pour plusieurs raisons.

- Nous savons déjà que les deux boulons situés contre les parements doivent être inclinés vers le massif en place (on dit qu'ils sont divergents ou en éventail) pour prévenir d'un éventuel risque de défournement.
- Nous savons également que le schéma doit être d'une part le plus simple possible pour qu'il soit facilement réalisé par le mineur et correctement respecté et, d'autre part pour nécessiter le moins de déplacements possibles du pied du marteau perforateur.

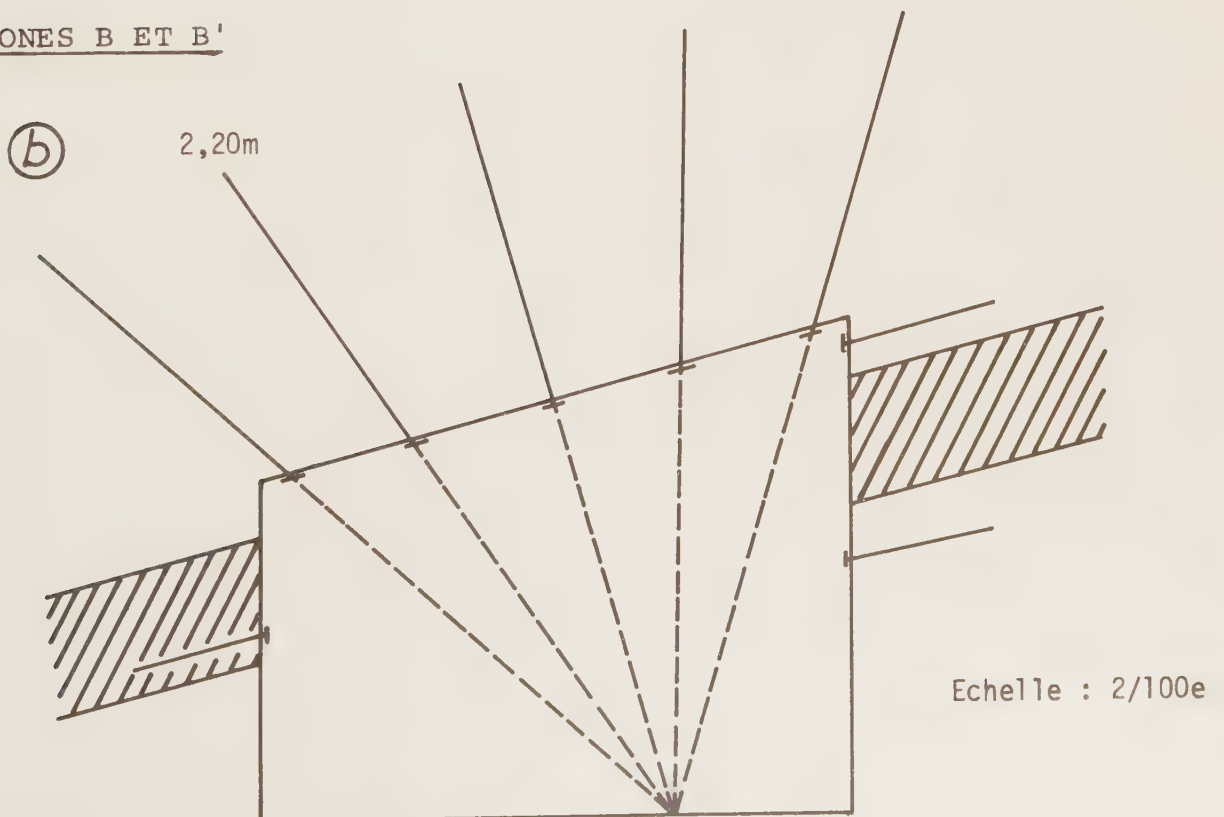
Le deuxième facteur concerne la longueur des boulons utilisés. Pour ce facteur aussi, nous avons limité le nombre de modalités à trois. D'abord, parce que la longueur des boulons doit être comprises entre deux bornes : l'une inférieure (1,40 m) pour des questions de sécurité (la longueur des boulons doit être égale au 1/3 de la longueur de la voie). L'autre supérieure (3 m) pour des questions technologiques (il faut pouvoir enfiler le boulon dans son trou ce qui limite la longueur des boulons à la hauteur de la voie.

FIG 66

ZONES A ET A'



ZONES B ET B'



Les trois modalités choisies ont été :

- la valeur inférieure (1,40 m)
 - la valeur moyenne (2,20 m)
 - la valeur supérieure (3 m)
- le troisième facteur appelé facteur serrage représente le couple de serrage des plaques des boulons. Pour ce facteur aussi, les modalités ont été réduites à deux par des contraintes techniques. En effet, le seul appareil de serrage utilisé est la clé à choc qui fournit un couple de serrage d'environ 30 mkg, les deux possibilités étaient soit de serrer à 30 mkg, soit ne pas serrer les plaques (c'est-à-dire de visser à la main à environ 5 mkg).

Pour étudier l'influence de ces 3 facteurs il aurait fallu réaliser un plan d'expérience comprenant un nombre de zones égal au produit des nombres de modalité de chacun des facteurs: 3 (facteur longueur) x 2 (facteur schéma) x 2 (facteur serrage). Ce nombre devant être doublé puisqu'il est absolument nécessaire de réaliser au moins une répétition, Ceci aurait amené à réaliser un plan d'expérience comprenant 24 zones. La longueur de chaque zone devant être égale à la longueur de la période des convergences, c'est-à-dire ici d'environ 30 m (50) (veine de 1,40 m de puissance), il aurait fallu disposer d'une voie d'au moins 720 m de long ce qui n'était pas le cas. Aussi, avons nous été obligé de diminuer le nombre de zones et, au lieu de réaliser un plan d'expérience "classique", nous avons réalisé un plan d'expérience reposant sur l'hypothèse de l'additivité des influences du facteur longueur et du facteur schéma, c'est-à-dire sur l'absence d'une interaction de ces deux facteurs. Cette hypothèse permet de ramener le plan d'expérience à huit zones distinctes. Pour étudier en même temps le facteur serrage, nous avons découpé chaque zone en deux demi-zones (dans une demi-zone les plaques seront serrées, dans l'autre elles ne le seront pas). La succession des demi-zones serrées et non serrées est réalisée comme le montre la figure 67 de façon à répartir les variations périodiques des convergences dans la voie (50).

Pour représenter la tenue de la voie dans chaque demi-zone, nous avons choisi d'implanter trois stations de mesure : la première au début de la demi-zone, la seconde au milieu et la troisième en fin de demi-zone. Cette répartition permet de déceler une interaction d'une zone sur l'autre. Quarante huit stations de mesure ont été posées dans la partie de voie étudiée. Par souci d'économie, toutes les stations n'ont pas regroupé le même nombre de mesures. Nous avons distingué deux types de stations :

- la station complète qui comprend (Fig. 68)
 - . 3 doublets de convergence (AA', BB', CC')
 - . 5 broches au toit pour la mesure de la déformée (A, A₁, B, B₁, C)
 - . 6 dispositifs de mesure des expansions, au milieu et au niveau des parements. Ces dispositifs sont groupés par 2. Le premier est ancré à 1,80 m pour les boulons de 2,20 m et à 2,60 m pour ceux de 3 m. Le deuxième est ancré à 2,20 m pour les boulons de 2,20 m et à 3 m pour ceux de 3 m.
 - . 2 doublets de mesure de fluage.
 - la station simplifiée qui comprend seulement les trois doublets de convergence et les dispositifs de mesures des expansions.
- Les stations complètes ont été implantées au milieu de chaque demi-zone pour pouvoir représenter au mieux l'ensemble de la demi-zone.

Toutes les mesures ont été utilisées pour mettre en évidence l'influence des facteurs à l'exception des convergences CC' qui ont été trop souvent manquantes à cause de la présence d'un canard au creusement et de la bande d'extraction au passage de la taille.

Le dépouillement de cette campagne s'est fait sur les mesures relevées d'une part pendant le creusement de la voie et d'autre part pendant le passage de la taille.

L'analyse des mesures de convergences et d'expansions relevées au cours du creusement de la voie n'a pas permis de mettre en évidence une différence entre les zones parce que les mesures étaient trop faibles et trop dispersées; aussi nous préférons n'exposer ici que le résultat des mesures prises au passage de la taille.

FIG 67

S = Serré

∅ = Non serré.

S	∅	S	∅	S	∅	S	∅	S
A	B	C	K	A'	B'	C'	K'	

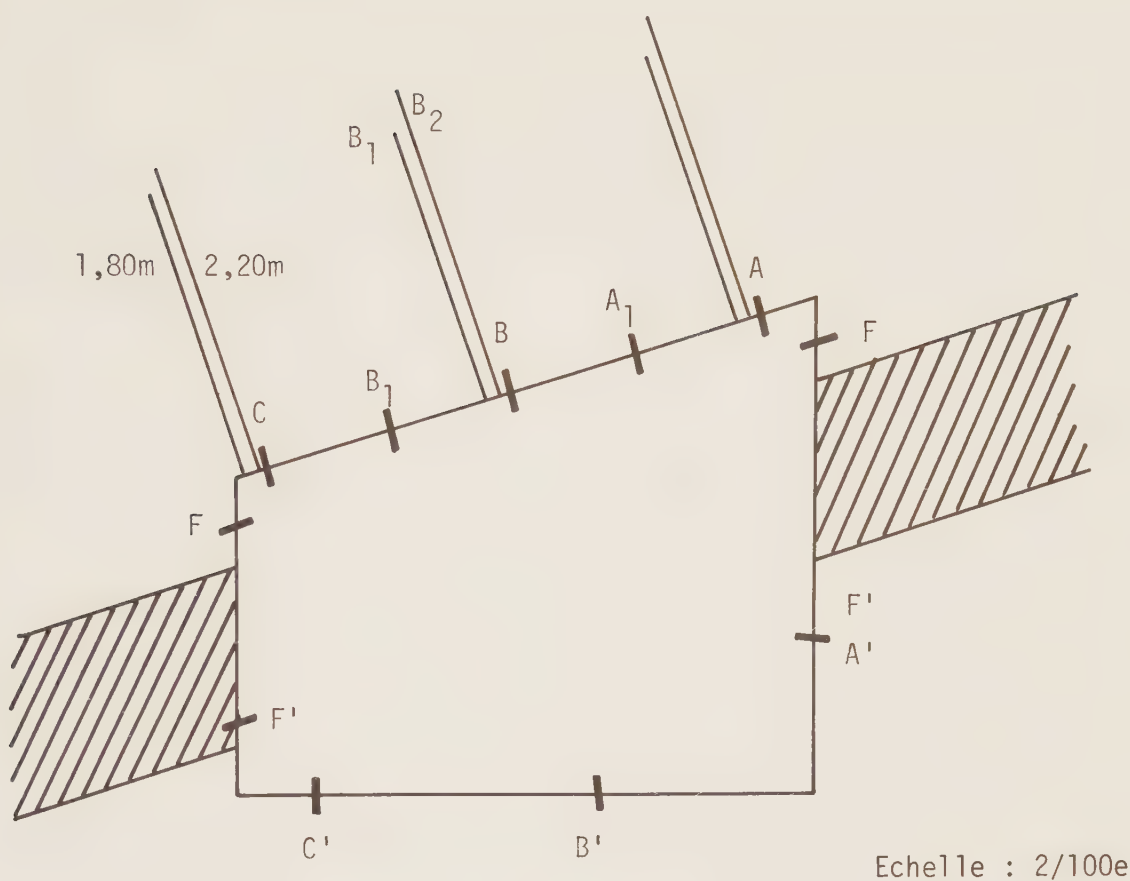


Avancement
de la taille

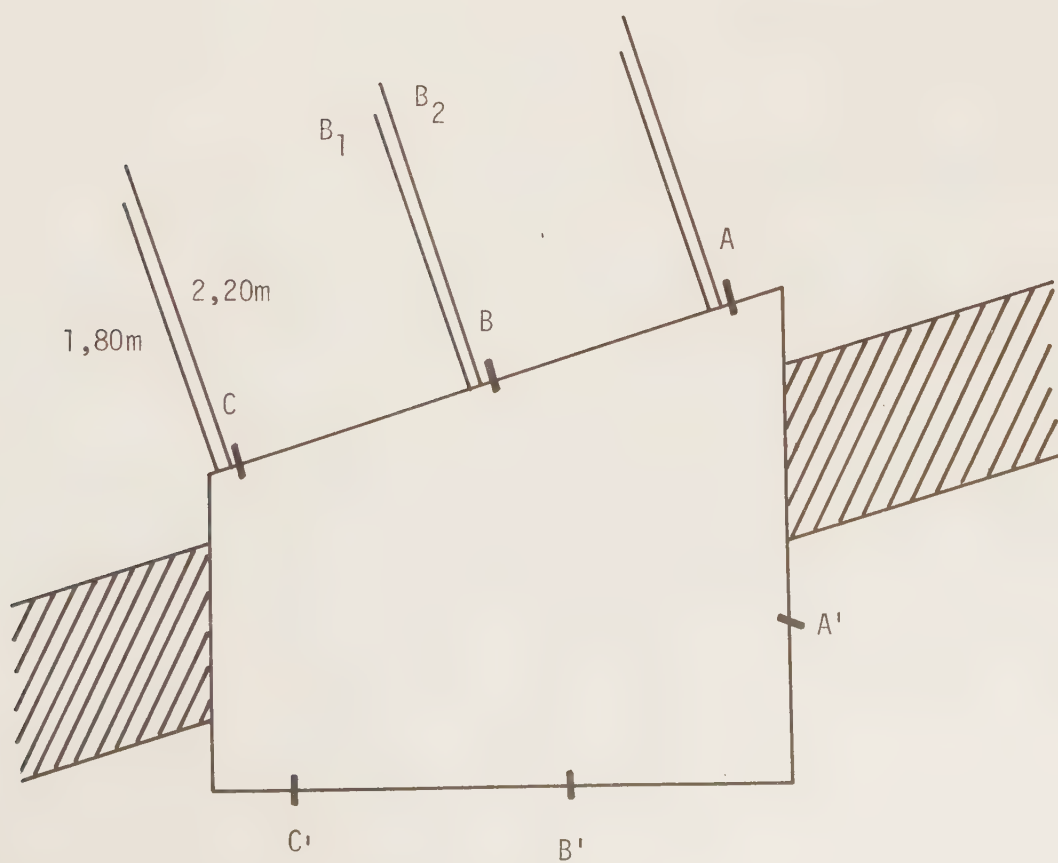
A ≡ A'	longueur 2,20 m	schéma en parallèle
B ≡ B'	longueur 2,20 m	schéma en éventail
C ≡ C'	longueur 3 m	schéma en éventail
K ≡ K'	longueur 1,40 m	schéma en éventail

FIG 68

— STATION COMPLETE —



— STATION SIMPLIFIEE —



Pour plus de clarté dans l'exposé, nous avons préféré rapporter successivement le dépouillement de chaque type de mesure.

Etude des convergences

L'intérêt de ces mesures est que, d'une part, elles représentent la diminution de hauteur de la voie et que, d'autre part, elles ont fait l'objet de nombreuses études ce qui permet de situer la voie par rapport aux voies suivies antérieurement. Nous avons alors décomposé cette étude en trois parties:

- comparaison de l'amplitude des convergences AA' par rapport à l'amplitude des convergences théoriques ;
- analyse de l'évolution des convergences le long de la voie ;
- étude statistique de l'influence des facteurs.

- Comparaison des convergences AA' observées et théoriques

Pour chaque zone nous avons tracé (Fig. 65) la courbe moyenne des convergences observées (60) et la courbe des convergences théoriques (62).

Nous constatons que :

- 1) les zones primées ont des convergences plus faibles que les zones non primées.
- 2) Mise à part la courbe moyenne de la zone K, toutes les convergences moyennes sont inférieures aux convergences théoriques.

Ces premières remarques montrent qu'il faudra tenir compte du facteur terrain lors du dépouillement et que le boulonnage améliore la tenue de la voie.

- Evolution des convergences AA' le long de la voie

Cette étude doit nous permettre de vérifier que chaque zone correspond bien à une période des convergences.

Nous avons représenté (Fig. 70) le profil des convergences AA' (2) le long de la voie. La taille étant rabattante, le profil des convergences, à une date donnée, ne recouvre pas l'ensemble de la voie. C'est pourquoi, nous avons aussi représenté, sur la figure 71 l'évolution de la convergence C (-15, +20) le long de la voie.

On observe une période d'environ 30 m à l'exception des zones B' et C' proches du démarrage de taille, les longueurs des zones correspondent assez bien à une période.

- Etude de l'influence des facteurs sur les convergences

Pour cette étude nous avons choisi comme caractère la convergence entre -15 m et +20 m. Ce caractère permet de recouvrir une part importante de la convergence de la voie (théoriquement 60 %) et a pu être relevé sur presque toutes les stations. Les valeurs sont représentées par la figure 71.

L'étude du facteur serrage a, tout d'abord, été faite en comparant les valeurs des convergences prises dans chaque demi-zone par un test statistique (test des signes). Ce test n'ayant pas permis de mettre en évidence une influence du facteur serrage, nous n'en n'avons plus tenu compte dans la suite du dépouillement.

L'étude de l'influence des facteurs longueur et schéma a été faite en utilisant le test d'analyse de variance.

L'analyse de la variance permet de tester l'homogénéité entre les différentes zones (c'est-à-dire de la non influence des facteurs). On calcule la variance totale (VT) des valeurs du caractère pour toutes les zones puis les variances facteurs (VF) des modalités de chacun des facteurs et on en déduit la variance résiduelle (VR) qui n'est pas expliquée par la variabilité des facteurs. Dans le cadre de l'hypothèse envisagée (non influence des

FIG 69

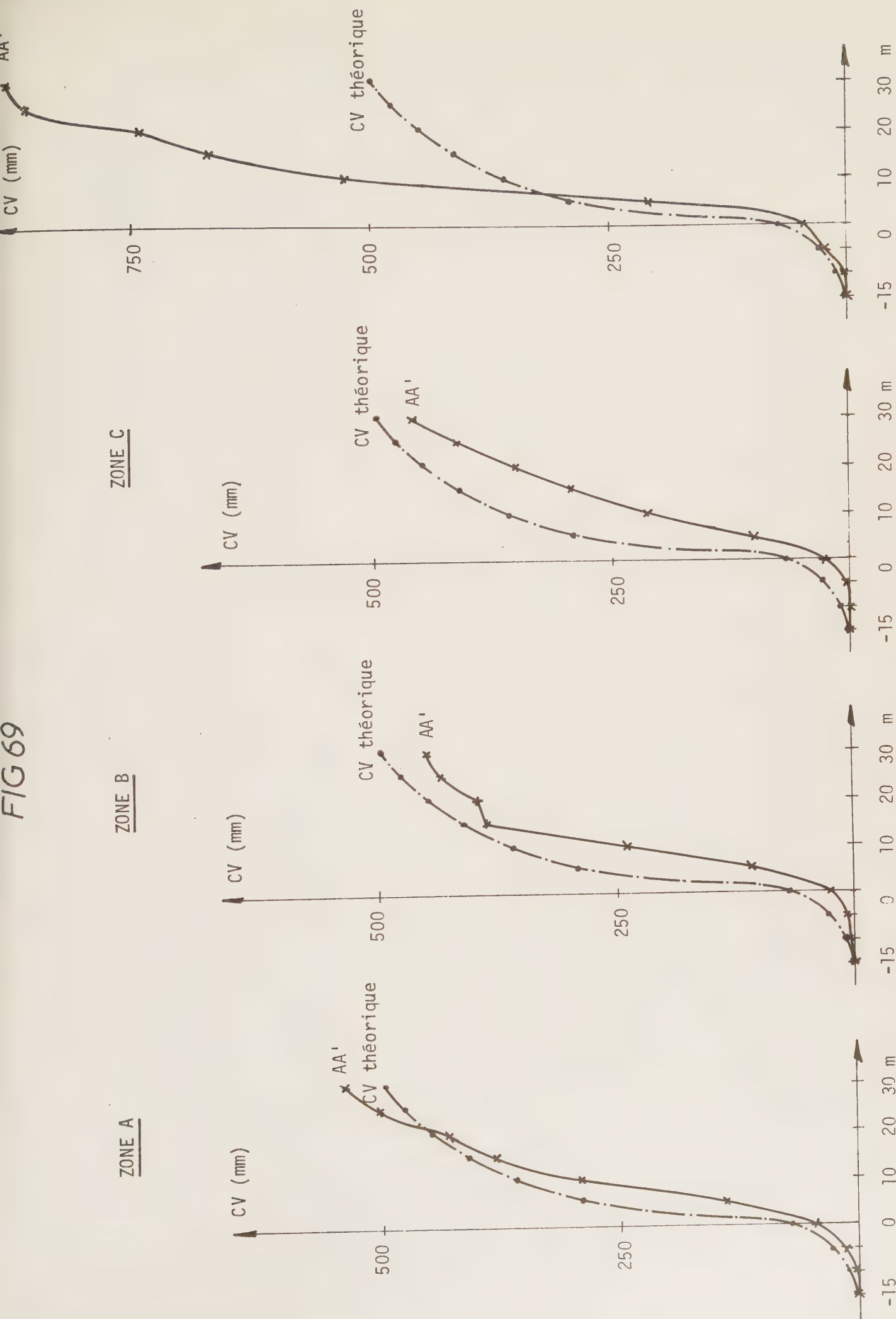


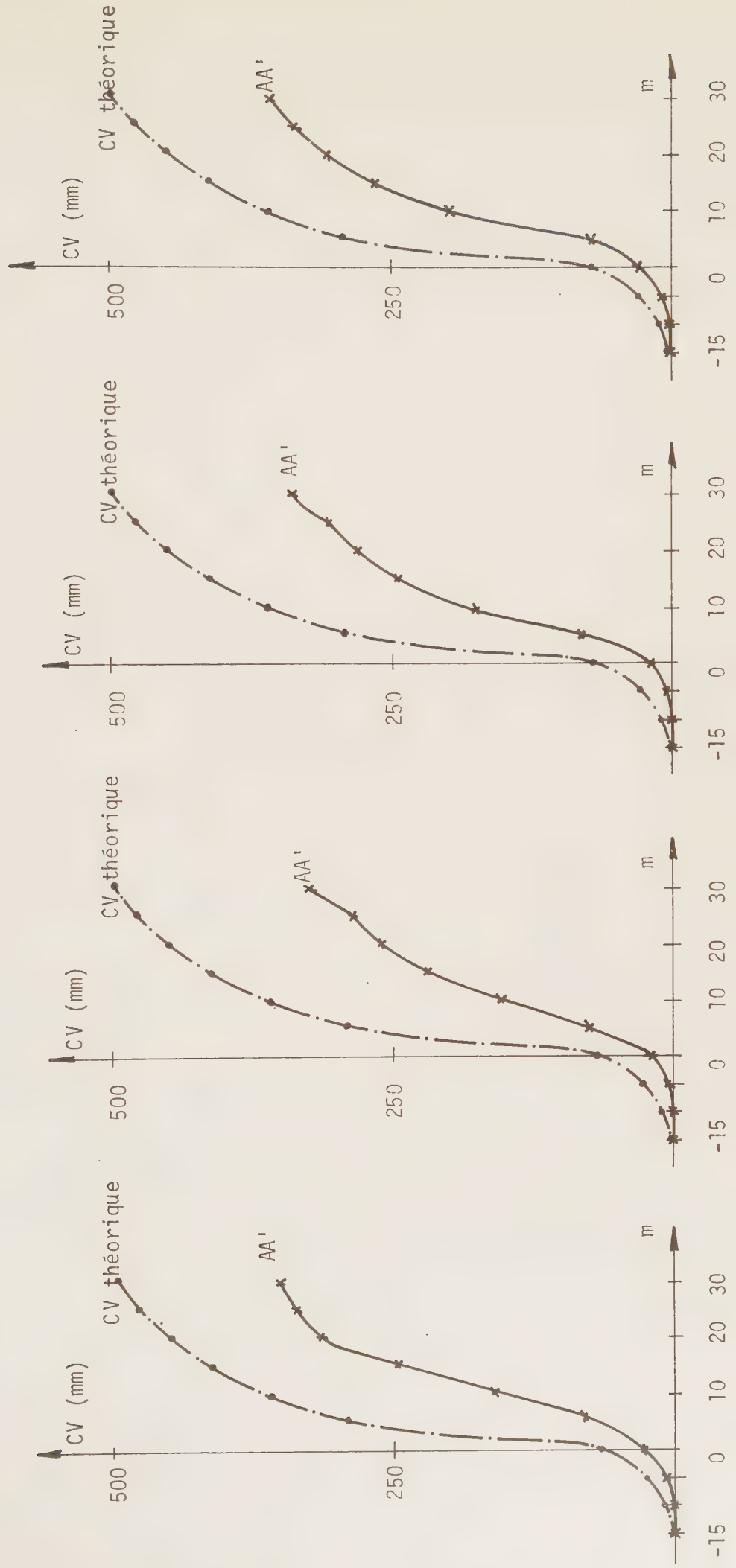
FIG 69 bis

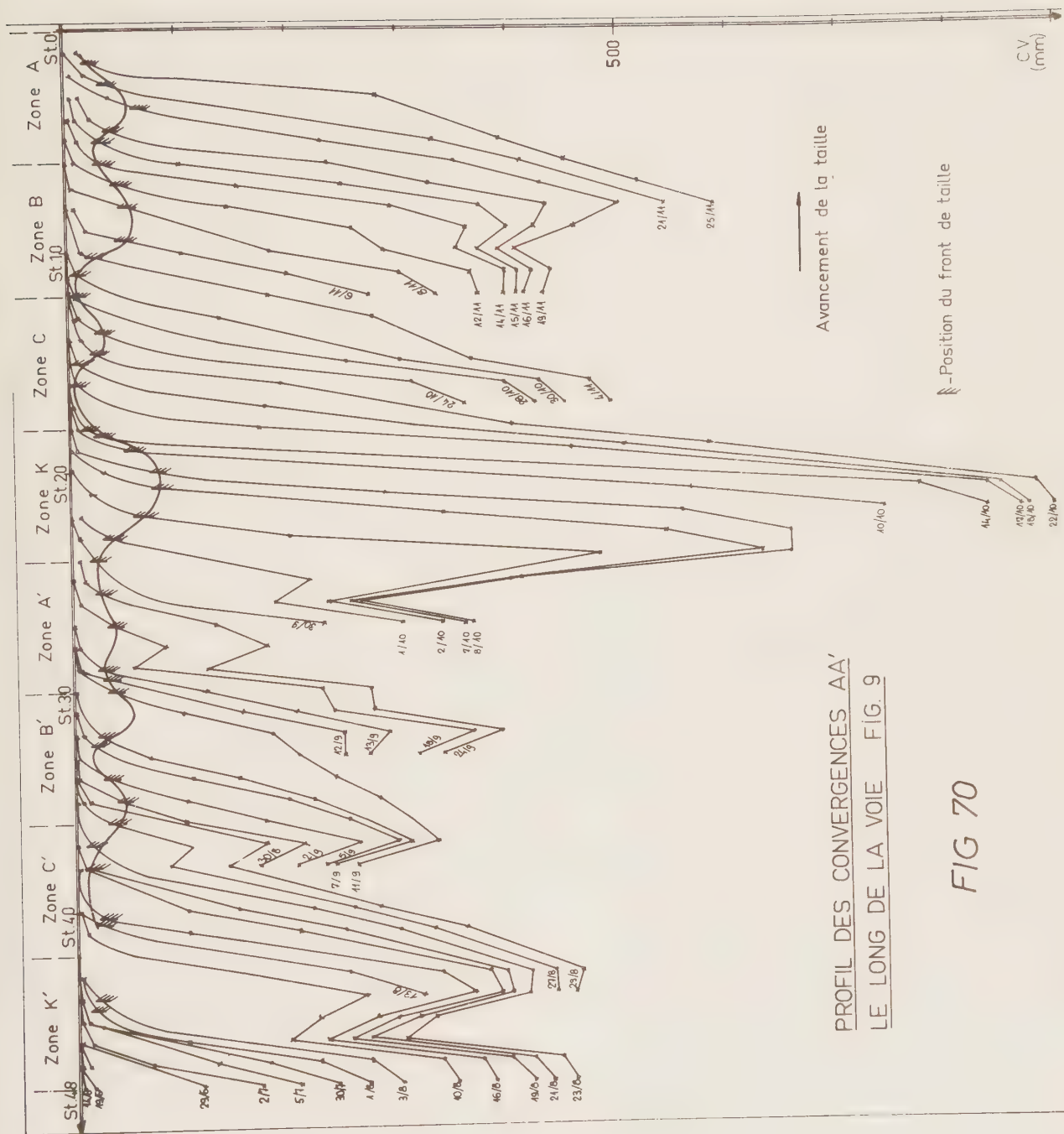
ZONE A'

ZONE B'

ZONE C'

ZONE K'





PROFIL DES CONVERGENCES AA'
LE LONG DE LA VOIE

FIG. 9

FIG 70

FIG 71

-- CONVERGENCE AA' (-15, +20) LE LONG DE LA VOIE --

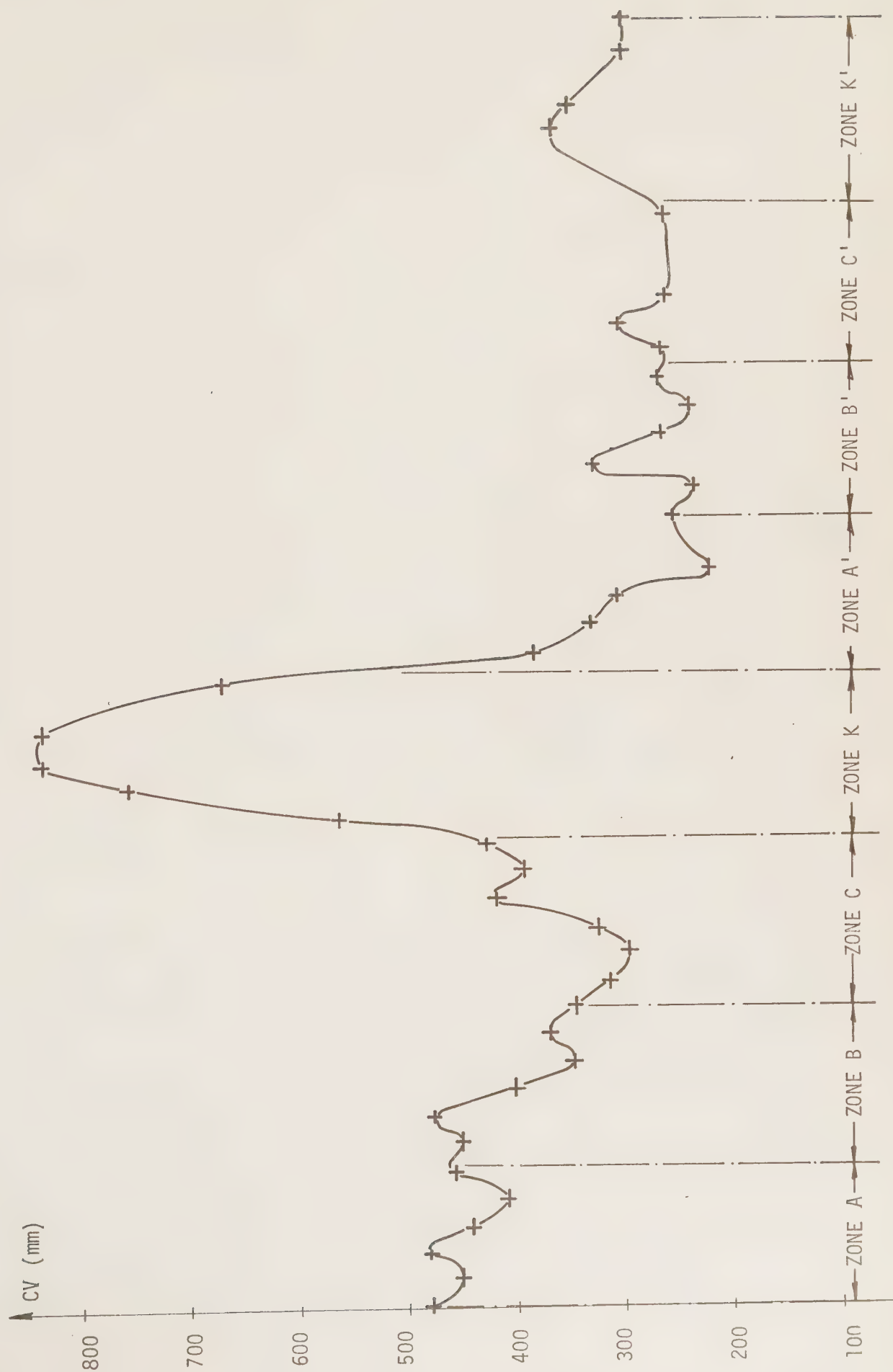


FIG 72

- CONVERGENCE AA'

Etude du schéma	Facteur	S. carré	D.L. (*)	V	F	F théorique
	Schéma	9604	1	9604	3,79	4,75 à 5% et 18,64 à 1%.
	Terrain	77284	1	77284	30,50	
	Schéma-terrain	1444	1	1444	0,57	
	Résiduel	30352	12	2529		
Etude de la longueur	Longueur	194133	2	27066	21,2	10,39 à 1%
	Terrain	251330	1	251330	54,9	15 à 1%
	Longueur-terr.	127712	2	60901	13,0	10,39 à 1%
	Résiduel	32287	12	45715		
(*) D.L. = degré de liberté						

(a)

- CONVERGENCE BB'

Etude du schéma	Facteur	Carré	D.L.	V	F	F théorique
	Schéma	15600	1	15600	6,49	4,49 à 5% et 16,12 à 1%
	Terrain	47045	1	47045	10,48	
	Schéma-terrain	3125	1	3125	1,29	
	Résiduel	38530	16	2414		
Etude de la longueur	Longueur	450135	2	225467	77,34	7,3 à 1%
	Terrain	165763	1	165763	57,23	14 à 1%
	Longueur-terr.	183712	2	91856	31,71	9,3 à 1%
	Résiduel	69515	24	2896		

(b)

facteurs étudiés) le rapport $F = V_F/V_R$ suit une loi de Snédécour et n'a qu'une probabilité faible (risque de première espèce) d'être supérieur à un certain seuil. Lorsque F est inférieur au seuil, on accepte l'hypothèse (le facteur considéré n'a pas d'influence) et dans le cas contraire, on rejette l'hypothèse (le facteur considéré a une influence sur le caractère étudié).

Lorsque le plan d'expérience est complet, on peut faire globalement une analyse de variance. Comme ici ce n'est pas le cas, nous avons décomposé le plan d'expérience en 2 plans d'expérience complets et nous avons effectué deux analyses de variance :

- en comparant les zones A, B, A', B', c'est-à-dire en étudiant les facteurs terrain et schéma ;
- en comparant les zones B, C, K, B', C', K', c'est-à-dire en étudiant les facteurs terrain et longueur des boulons.

Nous avons effectué ces analyses de variance sur la convergence AA' et sur la convergence BB'. Nous résumons les résultats de l'analyse de variance dans les tableaux ci-joints (Fig. 72 a et b).

En reprenant l'étude facteur par facteur, nous constatons que

- le facteur schéma a une influence sur la convergence BB' mais pas sur la convergence AA' et le schéma en éventail est préférable (convergence moyenne plus faible).
- le facteur longueur a une influence sur les convergences AA' et BB' et, s'il existe une grande différence entre les zones avec des boulons à 1,40 m et les autres, la différence est plus faible entre les zones avec des boulons de 2,20 m et la zone avec des boulons de 3 m.

Convergence moyenne	Schéma		Longueur		
	éventail	parallèle	1,40 m	2,20 m	3 m
AA'	322	386	510	322	316
BB'	208	257	453	208	183

- le facteur terrain influe sur les convergences AA' et BB', ce qui signifie que le toit n'est pas homogène tout le long de la voie ;
- le facteur croisé terrain-longueur a une influence sur les convergences, ce qui signifie qu'il existe une interaction entre la longueur des boulons et la qualité du toit ou ce qui revient au même que l'influence de la longueur des boulons est d'autant plus importante que la qualité du terrain est moins bonne.

- Etude de la déformée du toit

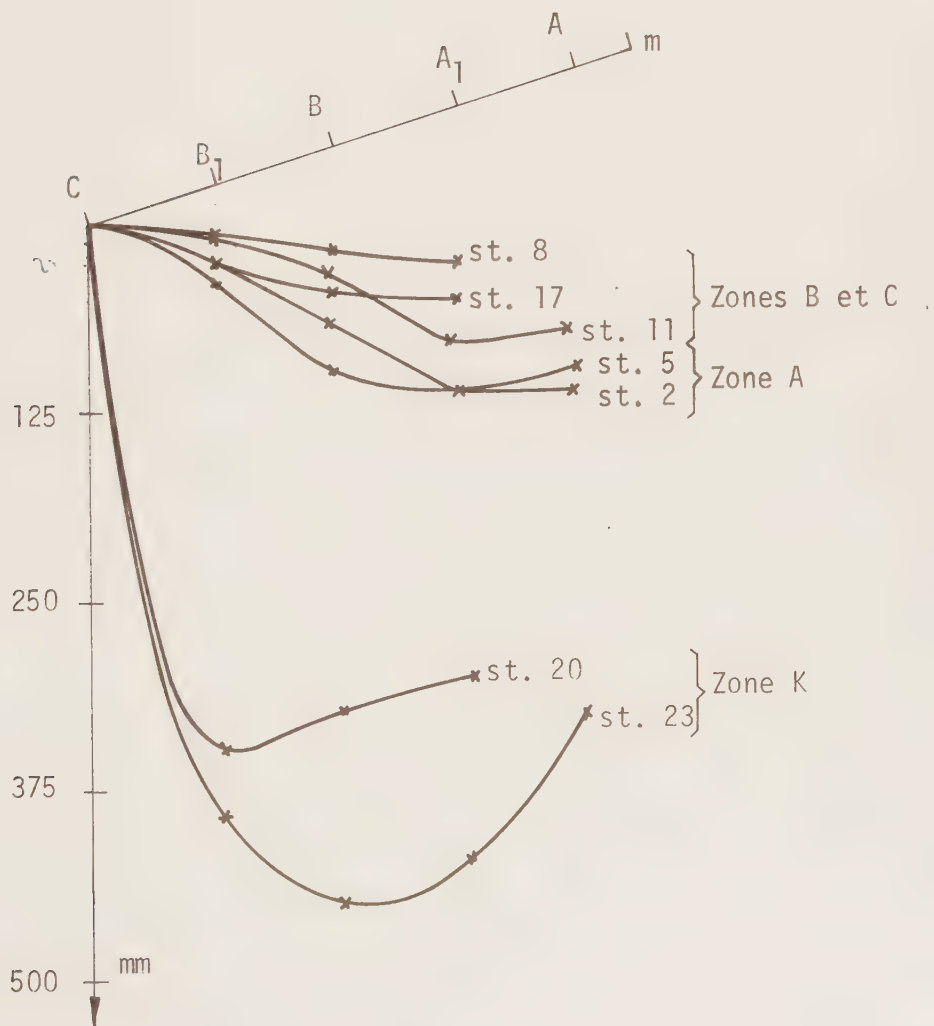
La déformée du toit est reconstituée à partir des différences de niveaux mesurées entre la broche C (côté massif) et les broches B₁, B, A₁, A. Le tracé de la déformée est ainsi obtenu en considérant le point C comme point fixe. Nous avons reporté sur un même graphique (Fig. 73) la déformée du toit pour les zones A, B, C et K, où les déformations sont les plus importantes. Sur ce graphique, nous constatons que la courbe de la zone K se distingue nettement des autres, avec une flèche importante au milieu ou près du parement aval (la station 20 présente le V caractéristique des voies de base, dû à la rupture des bancs du toit). Les courbes de la zone A présentent une déformation plus importante que celles des zones B et C ce qui confirme le résultat obtenu sur les convergences.

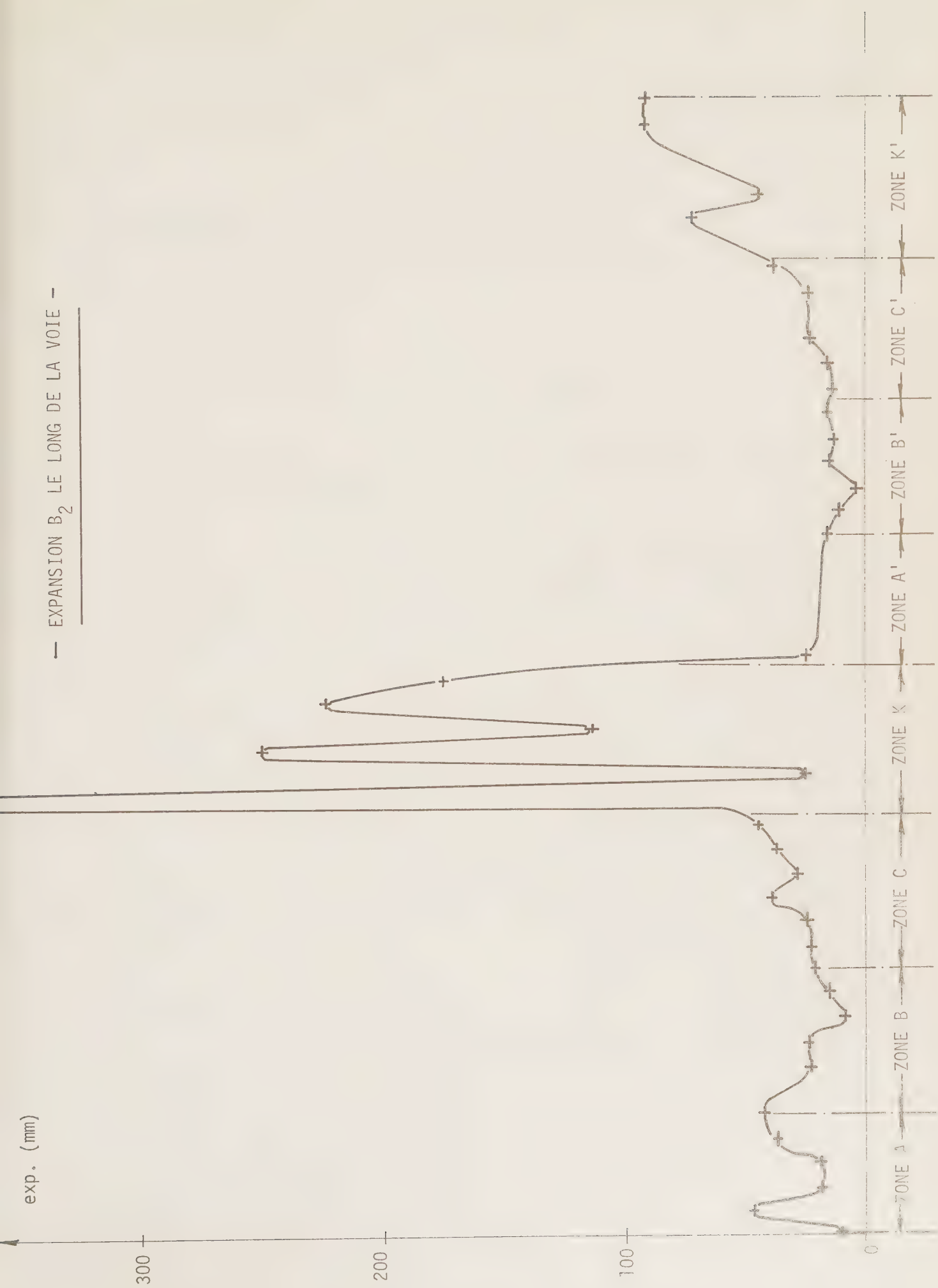
- Etude des expansions

Pour pouvoir prendre en compte suffisamment de stations et donc effectuer la même analyse statistique que sur les convergences, nous avons été obligé de choisir comme caractère la variation d'expansion entre - 10 m et + 10 m par rapport au front de taille. Nous avons reporté sur la figure 74 les valeurs de ce paramètre pour le coefficient d'expansion calculé à partir de l'expansion B2 mesurée au milieu de la voie. L'analyse de variance portant sur ces valeurs permet d'aboutir aux mêmes conclusions que pour les convergences.

FIG 73

— DEFORMEES DES STATIONS DES ZONES A, B; C, K,
10 METRES APRES LE PASSAGE DE LA TAILLE. —





- Conclusion

Nous pouvons dès lors résumer les conclusions relatives aux questions posées :

- Quel schéma employer ?
- Quelle longueur utiliser ?
- Faut-il serrer ou non les plaques des boulons ?

Le schéma en éventail est préférable puisqu'il a pour effet de diminuer les convergences au milieu de la voie et que, par ailleurs, il est techniquement plus facile à réaliser.

Les boulons de 1,40 m sont à proscrire dans cette voie, quant à ceux de 3 m ils n'améliorent pas suffisamment la tenue de la voie par rapport à ceux de 2,20 m pour être utilisés, si l'on tient compte de la difficulté rencontrée lors de leur mise en place.

Le fait de serrer les plaques n'a aucune influence sur le comportement de la voie mais des raisons technologiques peuvent faire préférer le serrage à la clé à choc qui permet de maintenir le grillage plaqué au toit. Le serrage a également pour effet de tendre le boulon entre la plaque et la partie du boulon collée par la résine au toit (cette longueur du boulon étant en moyenne de 20 cm) et ainsi d'exercer des contraintes de compression dans le domaine du toit limité par la plaque et la partie du boulon collée. Ces contraintes de compression permettent d'éviter le décollement de petites écailles du toit.

- Interprétation des résultats

On peut tenter d'interpréter mécaniquement les conclusions de l'étude statistique.

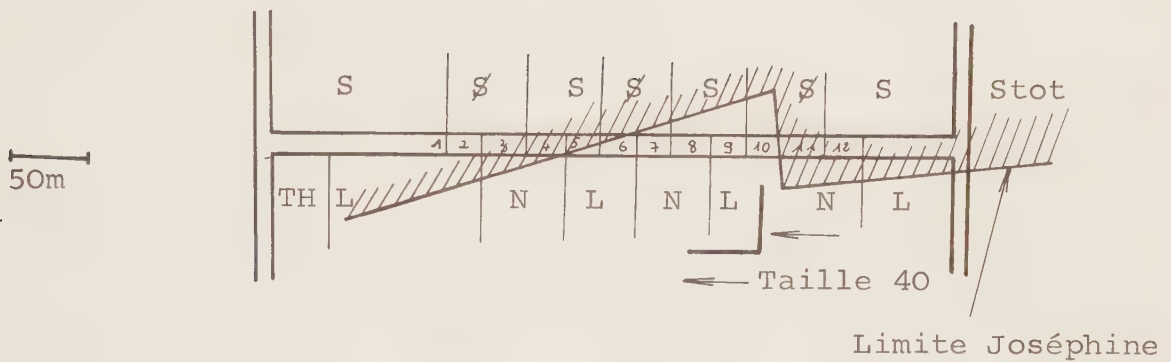
En ce qui concerne l'influence du schéma, le fait que les boulons en éventail freinent plus la convergence au milieu de la voie que les boulons placés perpendiculairement au toit de la voie peut s'expliquer en remarquant que la convergence BB' est surtout d  e à la flexion du toit. Cette flexion entraîne un glissement des strates (cf.   tude PANEK) que les boulons en éventail sont plus aptes, par leur inclinaison, à freiner.

En ce qui concerne l'influence de la longueur des boulons, elle peut s'interpréter en admettant que le toit de la voie se déforme comme une poutre formée d'une succession de strates. En effet, le rôle des boulons est, dans ce cas, de solidariser les différentes strates pour ne former qu'une poutre unique dont l'épaisseur est égale à la longueur des boulons. Cette poutre se déformera d'autant moins que son épaisseur sera plus grande, donc que la longueur des boulons sera plus importante. Le fait qu'il existe peu de différence au point de vue déformation entre un toit boulonné avec des boulons de 3 m et un toit boulonné avec des boulons de 2,20 m alors qu'il existe une grande différence entre un toit boulonné avec des boulons de 2,20 m et un toit boulonné avec des boulons de 1,40 m, peut s'expliquer en se référant à l'étude de B. SCHWARTZ (43) sur l'évolution du coefficient d'expansion dans le toit. B. SCHWARTZ montre, en effet, que le coefficient d'expansion varie exponentiellement en fonction de la profondeur, ce qui expliquerait que l'influence du boulonnage diminue au fur et à mesure que ces bancs sont plus profonds.

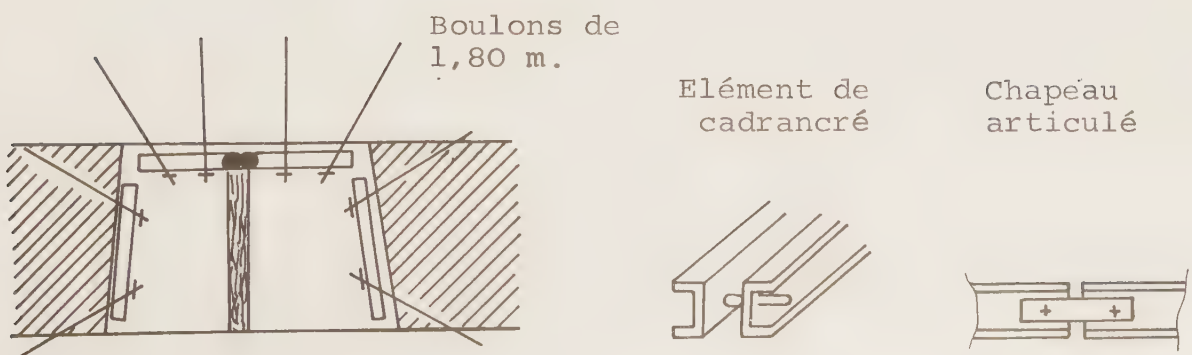
FIG 75

H.B.N.P.C. CAMPAGNE BEAUMONT 500.

- Plan du chantier :



- Schéma de boulonnage - cadrancré :



b) CAMPAGNE DE BEAUMONT ppd 500 - HBNPC (annexe III)

Cette campagne, démarrée en 1967 au siège 21 Nord du groupe d'Hénin Liétard, a eu pour objectif de comparer les modalités de deux facteurs :

- nature de la tige du boulon : lisse ou nervurée
- liaison de la bille au boulon : solidaire ou non solidaire dans le cas d'un soutènement de type "cadrancré".

Conditions de l'essai

Bien qu'à faible profondeur (480 m), l'essai a été réalisé dans des conditions de terrain difficiles. La veine Beaumont a une puissance de 3 à 4 m, ce qui implique des convergences importantes et de fortes poussées de mézières. Le toit, stratifié en bancs minces, est généralement d'une tenue médiocre et a connu, auparavant, de graves éboulements en voies cadrées.

A cela s'ajoute pour le PPD 500 l'influence sur une centaine de mètres d'un stot de protection de bowette (Joséphine) et en partie celle d'une limite d'exploitation sus-jacente (Fig. 75).

Ces influences locales, et la présence d'accidents, constituent des éléments d'hétérogénéité qui contribuent à augmenter la dispersion des mesures et à masquer les différences entre zones.

Enfin, devant l'importance des convergences, et malgré plusieurs rouchages, la voie n'a subi le passage de la taille que sur 100 m, celle-ci décrochant alors sur une voie parallèle. Nous nous limiterons donc à l'étude des mesures prises avant le démarrage de la taille.

le cadrancré

Dans cette voie de 3 m de large, le boulonnage du toit est réalisé suivant le schéma classique (Fig. 75), tandis que chaque mézière est munie de 2 boulons obliques.

Les éléments du cadranré sont faits d'un assemblage de 2 fers U accolés. Ils constituent les traverses du trousseage des mézières, et sont articulés 2 par 2 pour former les chapeaux.

Le cadranré est plaqué au terrain par les ancrages auxquels il est boulonné. Suivant le type de liaison choisie, la possibilité est laissée ou non d'un certain jeu entre bille et boulon.

Un bois médian renforce le soutènement.

Plan d'expérience (Fig. 76)

La période des convergences étant estimée à 36 m, la voie est partagée en 6 zones de 36 m alternativement équipées de boulons lisses ou nervurés, que chevauchent des zones de 36 m où les liaisons sont tour à tour "solidaires". On obtient ainsi la succession suivante de demi-zones de 18 m, répétée 3 fois :

Lisse solidaire-lisse non solidaire-nervuré non solidaire-nervuré solidaire.

Stations de mesure

Chaque zone élémentaire comprend une station de type b en son centre, et 2 stations simplifiées de type a.

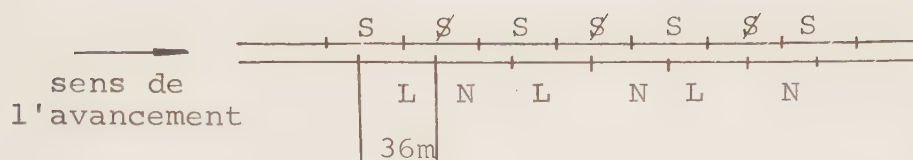
Les stations de type a, espacées d'environ 9 m, permettent de mesurer la convergence au centre de la voie, et le fluage de la veine à 2 niveaux.

Les stations b, tous les 18 m, sont constituées essentiellement de 3 lignes de 4 broches ancrées aux niveaux 0,70 m, 1,80 m, 3,60 m. On y mesure le niveau de chaque broche par rapport à l'une d'elles prise comme référence, d'où l'on déduit la déformée du toit aux différents niveaux, et l'expansion des bancs du toit aux points A, B, C et D. Sont mesurées également les convergences par rapport à 2 broches au daisne.

FIG 76

H.B.N.P.C. CAMPAGNE BEAUMONT 500.

- Plan d'expérience



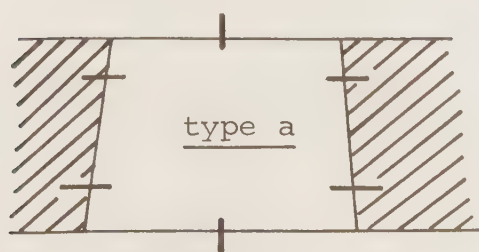
- Stations de mesures

3 stations par zone élémentaire de 18 m.



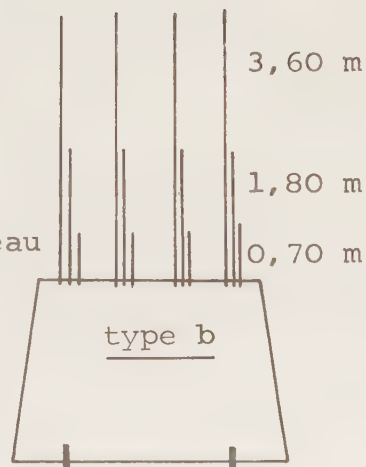
type a

tous les 9 m,
1 convergence
2 fluages



type b

tous les 18 m,
convergences
expansions et
déformées
par niveau à eau



Déformations de la voie en ferme

Le fort retard à la pose des stations explique la forme restrictive des paramètres communs utilisés (Cv_{33}^{207} : du 33° au 207° jour après creusement).

Expansions

Environ 3 mois après le creusement, les expansions E_{26}^{98} varient de - 50 mm à 150 mm. Les moyennes obtenues pour chaque modalité, reproduites dans le tableau (Fig. 77), sembleraient montrer une influence favorable à la fois du boulon nervuré et de la liaison solidaire.

Mais de grandes réserves s'imposent d'abord du fait de l'existence d'expansions négatives. Les explications actuelles seront données au chapitre III. Ici ne figurent que les conclusions tirées de la campagne Beaumont 500. Une explication alors couramment admise est le décalage entre le creusement et la pose des stations : au creusement, les premiers bancs du toit se détendent, et l'expansion négative mesurée serait due à leur recompression, à mesure que les strates supérieures, affectées à leur tour, s'affaissent. Dans cette hypothèse, notre mesure résulte de 2 phénomènes distincts dont on ne peut pas connaître l'importance respective.

Ceci remet en cause la validité des résultats précités et, d'une façon générale, la signification des mesures d'expansion. Elle ne peut indiquer l'état de dégradation d'un toit que si la première mesure est prise avant la détente des premières strates, c'est-à-dire si la station est posée à front. Il faut retenir également qu'elle ne nous renseignera plus dès que seront concernés les bancs supérieurs à l'ancrage de la broche, ce qui souligne l'intérêt de mesures profondes.

Par ailleurs, des anomalies ont fait prévoir que des déplacements horizontaux des strates perturbent les mesures. Les rauchages (au bout de 6 mois) l'ont confirmé, en révélant des broches tordues ou bloquées dans les terrains. Nous avons dès lors rejeté ces mesures.

Les expansions E_{26}^{98} , mesurées antérieurement, ont sans doute été influencées en partie par ce phénomène. C'est pourquoi nous ne pouvons pas en tirer légitimement des conclusions sur la comparaison des zones.

La déformée du toit

Par suite des remarques précédentes, nous nous sommes limités aux déformés superficielles du toit.

Tantôt le tracé fait apparaitre un "ventre", lié à une cassure longitudinale du toit. Tantôt, le toit semble avoir gardé plus de cohérence, présente une faible courbure et s'est incliné d'un côté ou de l'autre.

Nous avons mesuré la flèche de chaque tracé : la plus grande distance de B ou C à la corde AD. Les valeurs F_{26}^{223} ont été portées sur la figure 77 en fonction de la position de la station.

Pas plus que l'examen qualitatif des déformées, l'étude de ces flèches n'indique de différence significative entre les zones.

Convergences et fluages

L'amplitude des mouvements, pour une période en ferme d'environ 6 mois, a été forte : la convergence atteint plus de 850 mm, les fluages 600 mm.

Les profils de la voie représentant les convergences C_{15}^{207} et les fluages F_{15}^{207} aux stations A en fonction de leur position dans la voie, sont portés en figure 77.

On constate l'existence d'un fort gradient, les mouvements décroissant de la station 1 à la station 37.

Aucune relation n'a pu être mise en évidence entre ces mesures et les modalités des zones, ce qui peut s'expliquer par la forte dispersion des déformations superficielles, que l'on remarque même entre broches d'une même station.

FIG 77

H.B.N.P.C. CAMPAGNE BEAUMONT 500.

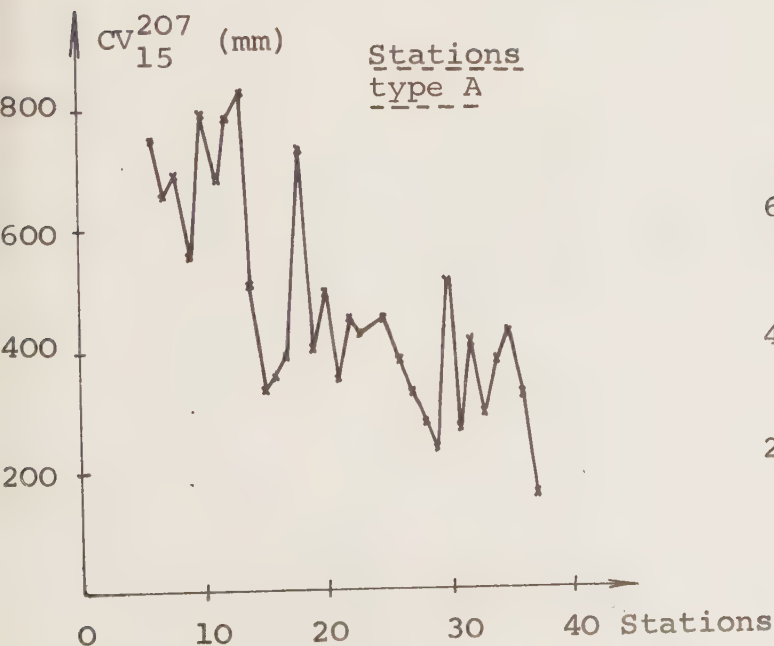
a - Expansion

E_{26}^{98}	LS	L δ	NS	N δ
à 1,80m	8,4	15,7	7	7
à 3,60m	18	24	5	15

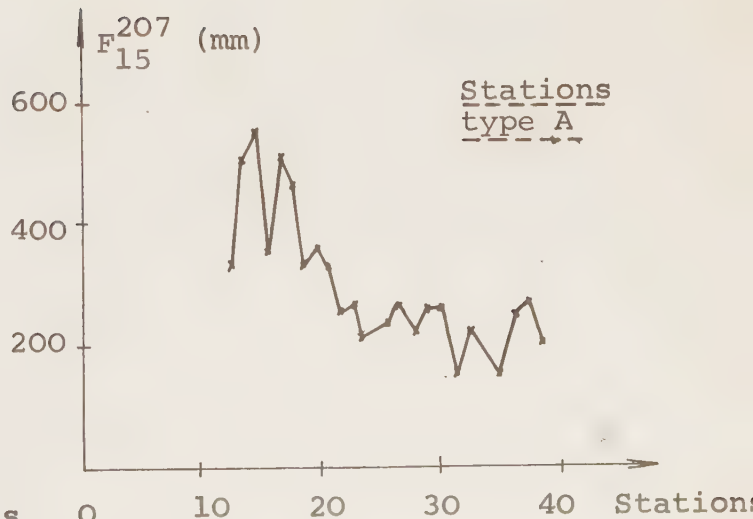
b - Déformée du toit



c - Convergence



d - Fluage



Pour pallier ces difficultés et caractériser chaque station avec plus de précision, nous avons cherché à donner à la mesure un support plus large. Ainsi, nous avons fait la moyenne des convergences mesurées aux 3 broches de différentes longueurs (station B). Bien que de définition imprécise, (la tenue de l'ancrage étant aléatoire en terrain dégradé) la variable obtenue n'en est pas moins une convergence régularisée, de dispersion moindre.

Le profil de la convergence au milieu de la voie, sur le paramètre Cv_{33}^{222} , est donné sur la figure 78. Il semble mettre en évidence l'influence des deux facteurs, et montrer la supériorité d'une part de la tige nervurée, d'autre part de la liaison solidaire, hypothèse que nous allons tester par regression multiple.

Le facteur terrain détermine une forte dérive sur le profil. En particulier, l'action du stot-susjacent prédomine sur les premières stations. Par une estimation grossière, nous attribuerons à cette influence un gradient constant le long de la voie.

La regression multiple, dont les calculs sont en figure 78, s'appuie sur le modèle simple :

$$CV = a_0 + a_1 T + a_2 X + a_3 Z + \epsilon$$

T, numéro de station, représente le facteur terrain.

X et Z représentent les 2 facteurs étudiés, prenant les valeurs 0 ou 1 suivant la modalité.

Les tests donnent pour très significative l'action de chacun des facteurs sur l'évolution des convergences. La réduction obtenue par les tiges nervurées est en accord avec des essais ultérieurs menés aux HBL. Quant à la liaison solidaire, son efficacité paraît surprenante dans les conditions de l'essai : au bout de 6 mois, près de la moitié d'entre elles étaient rompues.

Cette remarque a conduit à envisager une autre interprétation des résultats, n'attribuant d'importance qu'au seul facteur "nature de la tige". C'est de supposer qu'à l'avancement le terrain garde une certaine mémoire des dégradations subies, qui ne peuvent cesser d'une volée à l'autre : ainsi, l'effet néfaste des tiges lisses se prolongerait jusqu'à la station suivante en zone de tiges nervurées par une convergence accrue. Une telle hypothèse peut se formaliser par le modèle suivant :

$$CV_i = a_0 + a_1 T_i + a_2 X_i + a_3 X_{i-1} \quad (\text{station } i)$$

modèle qui s'avère tout aussi significatif que le précédent puisqu'il n'en diffère que par un seul point (Fig. 76 : dans ce plan d'expérience, le décalage de une station superpose zones β et zones L).

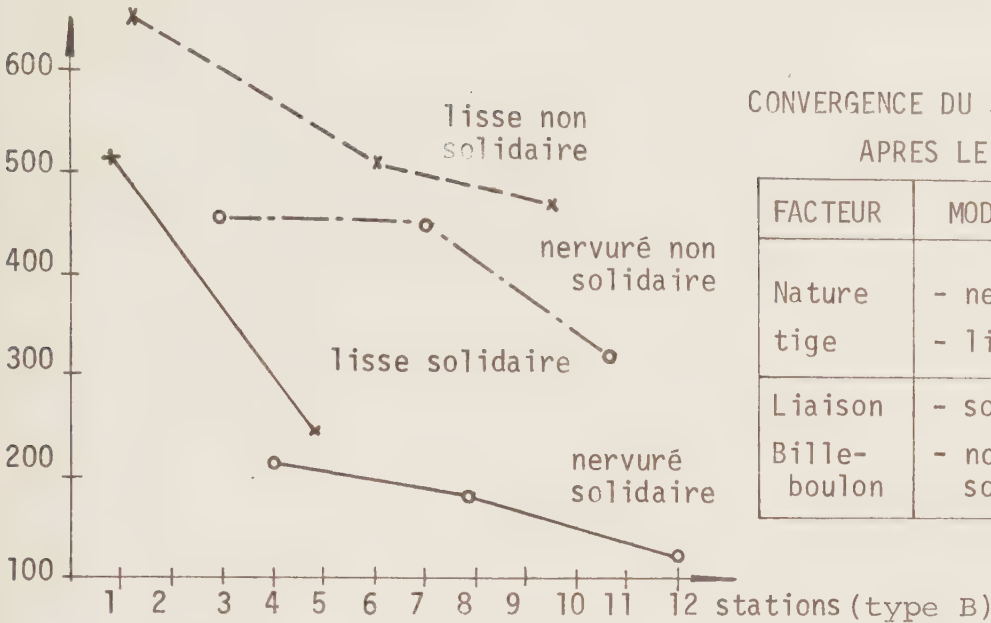
Le calcul ne permet donc pas de trancher. Mais il est peu vraisemblable que dans un toit aussi fragmenté que celui-ci, une telle mémoire subsiste pendant des mois d'évolution intense. De plus, il est paradoxal que l'influence du soutènement de la zone précédente se révèle prédominante. Nous admettrons donc l'aptitude de la liaison solidaire à réduire les convergences par un renforcement efficace de l'armature, ce qu'expliquent aisément des considérations théoriques.

Comportement des boulons

Indépendamment du plan d'expérience, cet essai nous a permis d'effectuer nos premières observations concernant le comportement des boulons en terrains perturbés.

Plusieurs rauchages ont mis en évidence d'importants déplacements relatifs (plusieurs dm) de bancs qui glissent l'un sur l'autre sous l'effet de poussées latérales. (photo 88).

CV (33-222)



CONVERGENCE DU 33ème AU 222ème JOUR
APRES LE CREUSEMENT

FACTEUR	MODALITE	VARIABLE
Nature tige	- nervuré	X = 0
	- lisse	X = 1
Liaison Bille- boulon	- solidaire	Z = 0
	- non solidaire	Z = 1

TABLEAU DES DONNEES			
CV	T	X	Z
524	1	1	0
611	2	1	1
492	3	0	1
279	4	0	0
348	5	1	0
484	6	1	1
442	7	0	1
238	8	0	0
405	10	1	1
235	11	0	1
117	12	0	0

TABLEAU DES RESIDUS	
CV CALCULEE	RESIDU
489.6	34.3
611.0	-0.0
498.8	-6.8
322.3	-43.3
379.5	-31.5
500.9	-16.9
388.7	53.2
212.2	25.7
390.8	14.1
278.6	-43.6
102.1	14.8

VARIABLE	CORRELATION PARTIELLE	COEFFICIENT A' DE REGRESSION	T (St.Fish) pour A= 0
Terrain	0,94595	-27,53099	- 7,71782
X	0,78482	84,67317	3,35066
Z	0,92332	148,93148	6,36137

à 7 degrés de liberté
le seuil de T à 5 %
est 2,37

→ les hypothèses A = 0
sont à rejeter

B = 432,51654

RO = 0,97688

ECTPL = 38,19846

Analyse de variance →

213292.90661

10213.85744

3 DL

7 DL

F = 48.72630 > 4,35 seuil

à 5% de Snedecor (3,7) DL

donc l'hypothèse de non
liaison est à rejeter.

Les boulons, en général, se sont tordus et ont accompagné les strates dans leur mouvement. Autour de ces tiges, la roche s'est fragmentée en petits éléments, presque broyée par endroits. Le rôle prépondérant joué par le boulon est alors de s'opposer directement aux mouvements latéraux en résistant au cisaillement et non par une quelconque compression des bancs boulonnés. Il est à noter que les cassures principales du toit, suivant l'axe de la voie, coïncident souvent avec une file longitudinale de boulons.

Il n'a pas été possible de contrôler l'état de tous les boulons de la voie, comme prévu, le "métalloradar" s'étant révélé inapte à tester des tiges ancrées dans les terrains, et tordues de surcroît. Mais à l'observation des rauchages des zones les plus mouvementées, on peut estimer à moins de 10 % la proportion de boulons cassés.

De ces faits, il ressort que la résistance des tiges actuellement employées ($\emptyset$ 20 mm) est certainement suffisante vis-à-vis des efforts subis. Par ailleurs, il ne semble pas que le contrôle de la proportion de boulons cassés (par métalloradar) soit un critère bien représentatif de l'état de dégradation d'un toit.

Des essais de traction ont été effectués afin d'apprécier la qualité de la liaison des boulons au terrain.

En fait, la résistance à la traction d'un boulon tordu tient plus à la forme de la tige qu'à une liaison (par résine) en grande partie détruite. Ainsi, nous avons obtenu des forces croissant jusqu'à rupture (21 à 26 t) aussi bien pour des boulons lisses que nervurés. Un boulon lisse à peu près intact a quant à lui atteint une résistance maximale de 13 t., décroissant ensuite régulièrement.

Dans la veine, aucune rupture n'a été obtenue. Avec des boulons lisses, les résistances maximales ont été de 8 à 11 tonnes, suivies d'une décroissance régulière. En revanche, un boulon crénelé n'a pas dépassé 3 tonnes.

Le nombre de ces essais est trop faible pour qu'on puisse en tirer des conclusions générales. Il reste que la liaison des boulons aux terrains, après de forts mouvements, est modifiée profondément et varie avec la nature de ce terrain.

Conclusions

Par rapport aux objectifs fixés, cette campagne a permis de choisir la tige nervurée et, avec quelques réserves, la liaison solidaire. Elle a aussi été l'occasion d'observations et d'essais annexes qui ont éclairé le comportement du boulon. En même temps, ont été mises en évidence les difficultés, inhérentes aux conditions du fond, affectant ce type d'expérimentation.

Il s'agit d'abord de la mauvaise tenue de la voie, qui en a perturbé le déroulement, nécessitant rauchages et abandon au passage de taille. L'état de dégradation du toit a également conduit à l'inadaptation de certaines mesures, à la mise hors service de leurs dispositifs et à une forte dispersion exigeant de multiplier les points de mesure.

Une ambiguïté est apparue dans l'interprétation, avec l'éventualité d'un prolongement des effets d'une zone sur l'autre. Un plan d'expérience adapté aurait permis d'éviter la confusion, mais le problème posé est plus large : c'est celui de la régionalisation des mouvements le long d'une voie, qui peut infirmer l'hypothèse d'indépendance requise dans la plupart des modèles. Cela nécessite certaines précautions quant à la longueur des zones et à la position des stations.

Quant au facteur terrain, ce n'est pas sans arbitraire que nous avons résumé par une dérive linéaire des influences variées et mal délimitées. Par exemple, admettre ici une périodicité des convergences en ferme aurait pu conduire à un modèle tout à fait différent, où la prise en compte par la dérive des fluctuations majeures du profil aurait effacé toute influence significative des facteurs de soutènement. Aussi est-il d'un grand intérêt de fonder l'élaboration du modèle sur une connaissance préalable, objective, de la situation.

II.3 - LES RESULTATS

Nous allons maintenant regrouper les résultats que nous avons obtenus expérimentalement. Même si après cette expérimentation, nous ne pouvons pas répondre intégralement à la question "Comment boulonner ?", nous pouvons apporter des améliorations qui contribueront, nous l'espérons, à étendre la pratique du boulonnage.

Le seul paramètre important du boulonnage que nous n'avons pas étudié est la densité. Nous ne l'avons pas étudié parce que la densité couramment employée (entre 1 boulon/m² et 1.2 boulon/m²) convient dans la plupart des cas pour "tenir" les voies boulonnables. Et si la voie nécessitait une densité de boulonnage plus importante (supérieure à 2 boulons/m²) alors le boulonnage serait abandonné à cause de son prix de revient trop élevé. Finalement, une étude sur la densité n'aurait été faite que dans le but de la diminuer, ce qui aurait amené des risques plus importants dans certains cas pour une diminution de prix de revient sans très grand intérêt.

Pour l'ensemble des autres facteurs étudiés, le tableau 65 résume les méthodes employées et les résultats obtenus dans chaque cas dont nous exposons ici la synthèse..

a) LONGUEUR DES BOULONS :

Les résultats obtenus à ce sujet ont déjà été décrits, aussi nous ne rappellerons que la solution à laquelle nous étions arrivés et qui consistait à utiliser des boulons de 2,20 m de longueur.

Nous avons pu compléter cette expérience en comparant deux voies situées dans la même veine (Veine D à Ste Fontaine) l'une boulonnée avec des boulons de 1,60 m et l'autre avec des boulons de 2,20 m. La différence de comportement a été très nette et même si certaines voies (veine 6 à Wendel) ont eu une bonne tenue avec des boulons de 1,80 m, nous pensons qu'il est préférable d'utiliser des boulons d'une longueur supérieure à 2 m.

b) SERRAGE DES PLAQUES

Nous avons pu constater que le serrage des plaques n'avait pas d'influence sur la tenue de la voie, mais nous pensons quand même qu'il vaut mieux serrer les plaques à l'aide de la clé à choc, ne serait-ce que pour plaquer le grillage au toit (ce qui permet de maintenir en place les petites écailles du toit).

c) SCHEMA DE BOULONNAGE

Nous avons pu constater que le schéma de boulonnage en éventail diminuait la flèche du toit. Comme en outre il est plus aisé et plus rapide de disposer les boulons en éventail que perpendiculairement au toit, nous préconisons vivement cette méthode.

d) TYPE DE BULONS

Il nous appartenait de faire le choix entre des boulons lisses, des boulons lisses nervurés et des boulons nervurés. Avant de commencer une expérimentation in situ, nous avons effectué des essais de traction au jour sur ces boulons. Les courbes efforts-déplacements que nous avons obtenues montrent que le boulon nervuré supporte des efforts plus importants que les autres sans glisser, mais se rompt plus rapidement. C'est à la suite de tels essais que les mines de fer françaises et les Houillères allemandes ont généralisé l'emploi de boulons lisses ou lisses nervurés.

Comme il était difficile de simuler sur un banc d'essais le travail d'un boulon dans un toit, nous avons effectué une comparaison entre ces trois types de boulons in situ, selon la méthode des plans d'expérience. Deux campagnes ont été effectuées, une en Lorraine (dans la voie de base de la Houve F Sud) et une dans les HBNPC (voie de base de Beaumont 500) et les résultats de ces deux essais ont montré que les boulons nervurés freinaient

mieux l'expansion du toit que les autres. Ce résultat confirmant parfaitement l'étude au jour, il restait alors à tester la résistance des boulons nervurés à de fortes expansions. Pour ce test aucune campagne n'était envisageable ; le seul moyen était d'observer les voies dont les expansions étaient fortes. C'est ainsi que nous avons enregistré des expansions de 600 mm (Wendel voie de tête veine III champ A) sans qu'aucun boulon ne casse et même lors de chutes de toit (Ste-fontaine, La Houve, Folschviller) nous avons pu constater que pratiquement aucun boulon n'était cassé. Il est possible d'expliquer pourquoi : lorsque l'expansion du toit est très forte, les terrains sont cassés et l'ensemble boulon-résine peut glisser dans le trou de mine. Ainsi, il n'y a pas plus de risque de rupture avec des boulons nervurés qu'avec des boulons lisses. C'est pourquoi nous pensons qu'il est préférable d'utiliser des boulons nervurés puisque par ailleurs ces boulons freinent mieux l'expansion.

IMPLANTATION DES BOULONS

Position relative des boulons (mode de répartition en lignes et en colonnes)

Nous appelons ligne de boulons l'ensemble des boulons situés dans une même section de la voie. La colonne de boulons représente alors l'ensemble des boulons situés sur une même droite parallèle à l'axe de la voie.

Pour optimiser la tenue de la voie, par boulonnage, on peut se demander si à densité égale, il vaut mieux :

- 1) avoir une répartition en lignes et colonnes régulières ou en lignes et colonnes décalées de façon à former une répartition en quinconce ;
- 2) rapprocher les lignes ou rapprocher les colonnes.

Comme nous n'avons pas pu obtenir de champ d'essais pour répondre à la première question, la contribution que nous apporterons à cette étude sera seulement le fruit de nos observations et de nos réflexions.

D'abord les faits : dans plusieurs voies boulonnées avec une répartition en lignes et colonnes, nous avons observé des lignes de cassures le long des colonnes, ce que nous n'avons jamais observé avec un boulonnage en quinconce. On peut s'expliquer ce phénomène de la manière suivante : lorsqu'une voie est boulonnée en lignes et colonnes, les colonnes de boulons découpent des bandes de toit (Fig. 79 a) non soutenues qui auront tendance à fléchir entre les lignes de boulons en amorçant des cassures là où les contraintes de cisaillement seront les plus importantes, c'est-à-dire le long des colonnes de boulons.

Le boulonnage en quinconce ne présente pas cet inconvénient puisque les bandes sans boulons ne sont pas parallèles à la voie et auront ainsi une longueur plus faible (Fig. 79 b). C'est pourquoi nous pensons que ce mode de répartition est plus avantageux que le mode de répartition en colonnes et lignes.

Pour répondre à la deuxième question, nous avons pu réaliser un plan d'expérience comprenant alternativement des zones dans lesquelles les lignes étaient distantes de 0,50 m et des zones dans lesquelles les lignes étaient espacées de 1m, la densité de boulonnage était bien entendu la même dans toutes les zones. Cette expérimentation s'est déroulée dans les voies de base et de tête de la veine L du quartier Nord France au Siège de Ste-Fontaine (HBL). Le dépouillement des mesures dont un résumé est donné en annexe a permis de constater que les zones boulonnées avec des lignes rapprochées avaient eu un meilleur comportement (expansion plus faible).

La solution consistant à rapprocher les lignes en diminuant le nombre des boulons par ligne est donc préférable à la solution consistant à éloigner les lignes en augmentant le nombre de boulons par ligne.

Ce résultat est tout à fait en accord avec les résultats d'essais entrepris par PANEK sur maquettes. Mais il est difficile de l'extrapoler

FIG 79

a - Boulons en lignes



b - Boulons en quinconces



car on risque alors de laisser de larges bandes de toit sans boulon, ce qui serait nuisible à la bonne tenue de la voie. En attendant d'effectuer de nouvelles expérimentations qui permettraient de déterminer le rapport optimal entre la densité transversale et la traversée longitudinale des boulons, il serait bon de répartir les boulons de façon à avoir une densité longitudinale au moins égale à la densité transversale (ce qui n'est pratiquement jamais le cas actuellement puisque dans toutes les zones que nous connaissons la densité transversale est toujours nettement supérieure à la densité longitudinale).

f) GARNISSAGE DU TOIT ET DES PAREMENTS

Avant de commencer ce paragraphe, nous pensons qu'il est utile de rappeler les rôles importants que jouent le garnissage du toit et le garnissage des parements.

Le garnissage a comme rôle d'éviter la chute d'écailles du toit ce qui d'une part améliore déjà grandement la sécurité du personnel et, d'autre part, empêche les fissures existant dans les premiers bancs du toit de se prolonger dans les bancs profonds. En effet, les écailles de toit maintenues plaquées contre celui-ci, empêchent les lèvres des fissures de s'altérer et de s'élargir.

Le garnissage des parements, dans le cas du boulonnage, ne sert pas seulement à éviter le salissage de la voie par du charbon effrité, mais doit consolider les appuis du toit en l'occurrence les parements.

L'action du garnissage des parements va donc se faire directement sentir sur le comportement du toit. En effet, il est clair qu'un toit même bien boulonné, s'il est mal soutenu par ses appuis, va s'effondrer mais il ne faudra pas non plus rigidifier à l'extrême les appuis car à ce moment là les contraintes de cisaillement seraient très importantes au droit des appuis et le toit risquerait de s'écrouler. Il faut donc fournir au toit des appuis élastiques de

résistance suffisantes. C'est pourquoi un boulonnage du toit doit toujours s'accompagner d'un traitement des parements.

Il reste donc maintenant à choisir le garnissage du toit et des parements adéquats.

Pour que les garnissages du toit et des parements remplissent correctement leur rôle, il faut qu'ils le remplissent partout, c'est-à-dire qu'il n'y ait pas de surface de toit ou de parement non protégée. La solution la plus répandue à l'heure actuelle qui satisfasse à ce critère consiste d'une part à recouvrir le toit et les parements de grillage maintenus en place par des boulons et, d'autre part à renforcer les parements par boulonnage.

Les autres méthodes consistant à plaquer au toit ou aux parements des billes de bois ou de fer (U ou plat) ne permettent pas de contrôler toute la surface libre et perdent ainsi énormément de leur efficacité. D'ailleurs, des essais effectués dans deux voies du Bassin du Nord et du Pas-de-Calais (Geneviève 102 et 11 bis) ont montré la supériorité du grillage boulonné par rapport aux fers plats et aux fers U. (Annexes IV et V).

SOUTÈNEMENT DE RENFORCEMENT

Nous entendons par soutènement de renforcement tout soutènement porteur mis en place dans une voie boulonnée. On peut poser un soutènement porteur dans une voie boulonnée soit pour augmenter le nombre des appuis du toit (étais latéraux ou médians) soit pour remplacer les appuis naturels du toit (piles de bois - dame de remblai).

Le soutènement qui apporte des appuis supplémentaires au toit s'emploie partout où la voie n'est plus boulonnable au sens que nous avons défini

précédemment, c'est-à-dire voie longeant une faille, traversant un stot, ayant plus de 25 % de charbon dans les 5 premiers mètres du toit, par exemple.

On peut imaginer différentes façons d'apporter des appuis supplémentaires au toit mais, dans tous les cas, ils devront être élastiques. Nous avons comparé dans une voie de Nord-Pas-de-Calais (Lazare 1 1) deux types de soutènement de renforcement : les étais latéraux et l'étais central. Cette étude nous a montré qu'il était préférable de poser un étau médian plutôt que deux étais latéraux ; en effet l'étau médian divise la portée du toit en deux et diminue ainsi la flèche. Il est clair que cet étau ne doit en aucun cas poinçonner le toit ou le mur ce qui créerait des fractures au toit ou provoquerait un fort soufflage. Pour palier cet inconvénient, il est nécessaire d'utiliser des étais coulissants (étançons faiblement tassés par exemple) soutenant le toit par l'intermédiaire de billes de bois ou de poutrelles métalliques. Pour augmenter encore l'efficacité du soutènement porteur, on peut fixer les poutrelles métalliques au toit à l'aide de boulons ; cette technique augmente la rigidité de la fibre inférieure du toit et permet ainsi d'en diminuer la flexion.

Un soutènement prêt à poser (le cadrancré) et reposant sur ce principe est d'ailleurs commercialisé depuis quelques années. Ce soutènement a été employé avec succès dans les Houillères du Bassin du Nord et du Pas-de-Calais.

Lorsque l'on veut remplacer un des appuis naturels du toit après le passage de la taille, il est nécessaire de réaliser un soutènement présentant des caractéristiques mécaniques aussi voisines que possible de celles de l'appui naturel. Le soutènement couramment employé et qui convient relativement bien est formé par des piles de bois. En effet, les piles de bois offrent une résistance à la compression assez élevée tout en étant élastiques.

Au stade actuel, il est difficile de se prononcer d'avantage mais on peut espérer qu'avec la mise au point et la commercialisation des piles de bois sur coussin d'air, on arrive à donner au toit l'appui qui lui convient compte tenu de sa stratigraphie.

III COMMENT CONTROLER
--

De l'efficacité du contrôle du toit découle la sécurité dans les voies boulonnées. La réalisation de cet objectif est par là un élément déterminant de l'avenir du boulonnage. C'est aussi le problème le plus complexe à traiter, ce qui explique que sa solution ne puisse pas être encore considérée comme entièrement satisfaisante.

La réponse n'est évidemment pas indépendante de la solution apportée aux objectifs précédents. Ainsi, les risques avec le cadrancré n'étant pas les mêmes qu'en boulonnage intégral, la forme et la rigueur du contrôle sont liées à la réalisation du boulonnage. Quant à la sélection des voies boulonnables, elle est susceptible d'éliminer des situations qui sont mal décelées par les moyens de contrôle d'usage courant.

Le contrôle est essentiellement une prévision et on le maîtrise d'autant mieux que l'on sait remonter aux causes. La connaissance des mécanismes élémentaires des déformations est ici au coeur du problème et c'est sur elle que se fonde le choix des mesures à effectuer. La pratique du contrôle s'est ainsi modifiée peu à peu suivant l'évolution des théories admises. En retour, ce sont bien souvent des incidents et des échecs de ce contrôle qui ont remis en question et renouvelé notre savoir sur le comportement des terrains.

Avec l'expérience d'un nombre croissant de chantiers observés, peut se confirmer la fiabilité d'un type de contrôle (par exemple le contrôle aux HBL). Par ailleurs, l'exploitation statistique des données peut alors montrer les lois suivies par les différents paramètres mesurés, aider à fixer les seuils admissibles et permettre de mieux tester le caractère anormal d'une station. Nous ferons parfois référence à l'analyse statistique de 40 chantiers des HBNPC par DEJEAN (58) à partir du fichier que nous avons contribué à constituer en vue d'établir ces règles de contrôle.

Après avoir rappelé l'évolution du contrôle dans les Houillères et mis en évidence ses limites, nous analyserons comment contrôler le toit dans différents cas typiques et tenterons d'en dégager des perspectives de progrès.

III.1 - EVOLUTION DU CONTROLE DANS LES HOUILLERES DEPUIS 1967

En quelques années, le contrôle s'est diversifié entre les bassins, et a évolué à la fois dans la forme et dans l'interprétation des mesures (Fig. 80 et 81).

Nous avons déjà décrit la règle initiale du contrôle : mesure de l'expansion de la poutre boulonnée tous les 25 m, avec seuil de 50 mm. Le principe est d'éviter qu'une fissure du toit n'induisse dans le boulon un allongement localisé pouvant en provoquer la rupture. Pour fixer le seuil, on se fonde sur les essais des HBNPC, qui simulent en tubes d'acier le cas le plus défavorable, où l'expansion se concentre en une seule fissure = le boulon crénelé se rompt pour un écartement d'une dizaine de cm. Avec un coefficient de sécurité 2, est ainsi justifiée la règle des 50 mm.

Cette conception du contrôle, centrée sur le boulon lui-même, s'est vite heurtée aux faits observés. Nous nous sommes aperçus que la poutre boulonnée pouvait être très détériorée (Beaumont 500) sans que les boulons en souffrent, c'est-à-dire cassent. Il s'est avéré d'autre part que sans expansion de la poutre boulonnée, l'affaissement du toit est possible (Geneviève D 10). Dès lors, il apparaît que le risque n'est pas lié uniquement à la tenue de la tige, mais essentiellement au comportement des roches, même en dehors du champ d'influence directe des boulons. Cela conduit à une interprétation nouvelle du contrôle par expansion.

Dans les HBNPC, où se sont produits les premiers incidents, les règles sont modifiées en conséquence. D'une part on s'attache à faire une mesure plus stricte de l'expansion, en posant les stations à front. Et, pour prendre en compte la détérioration du sommet de la poutre boulonnée et son éventuel décollement d'avec les bancs susjacents, on élève la limite du contrôle à une vingtaine de cm au-dessus des boulons. D'autre part, pour se prémunir contre les cas où l'expansion n'est pas représentative du danger, on complète sa mesure par celle de la flèche du toit et par la surveillance rudimentaire de

REGLES de CONTROLE - H.B.N.P.C.

Fréquence : 1f./semaine 1f./jour si front de taille ou de creusement à moins de 50m						
Date	grandeur mesurée	dispositif	distance stations	seuil	observations	
SEPT. 1967	Expansion poutre boulonnée	trou 2,15m- Broche 2,40m scellement <30cm	25 m	50 mm	(- repère visuel (scotchlight) (- mesure tous les 100 m)	
AOUT 1968	expansion poutre boulonnée	trou 2,20m- Broche 2,40m POSE A FRONT (à moins de 2 m)	25 m	50mm (à moins de 25m du front creusement) → reste voie en porteur 100mm → renfort	idem si exp. 20mm sur 100 premiers m de creusement sinon : mesure à chaque station	
	courbure toit (flèche)		"	50 mm (voie de 3 m) 100mm (voie de 4 m)		
	convergence	butte témoin au centre	"	rupture		
	renfort si stot, limite d'exploitation, eau - renforcement systématique des mézières - bois tous les 2 m					
MARS 1970	expansion à 4 m	fil	60 m	50 mm	facultatif dans voies ayant déjà subi des essais	
	fluage de la veine	broches de 2 m	30 m	250 mm à chaque parement		
	examen visuel	du toit = fissures longitudinales, écaillage aux angles de la veine = délavage du soutènement = état, coulisement			dans tous les cas	
	soutènement porteur de renfort obligatoire de même : traitement mézière, boulons de 2,20 m					

REGLES DE CONTROLE - HBL

	grandeur mesurée	dispositif	distance station	seuil	Observation	
1966 à 1970	expansion de la poutre boulonnée	fil à 2,20m	15 m	50 mm		Fréquence : 1 jour à 1 sem.
	convergence au centre	broches	15 m		examen de la courbe	

1970 - CONTROLE PAR ORDINATEUR

Mesures (Mars 1970)	voie non conservée	voie conservée après passage taille		
	exp. à 2,20m au convergence centre	. expansion à 2,20 m	- au centre - côté massif à 45°	
		. 3 convergences	AA' BB' CC'	
	éventuellement : expansion à 3 m, trou d'endoscope			
Distance stations : 15 m - fréquence : 1 jour à 1 semaine				

MISE EN OEUVRE (Octobre) 1970	Test de l'expansion Seuil de 50 mm → renfort boisage	
	Test du gradient est-il croissant ?	sur l'expansion (si > 50 mm) et les convergences pendant phases d'amortissement des mouvements
	Par rapport à la distance : - au front du creusement - au front de taille, sauf pendant le passage :-30 à + 30m (CV) -30 à + 15m (exp)	
	Par rapport au temps : si le gradient est croissant en distance	
	Test de comparaison des CV à un maximum admissible	pendant le passage
	- 30 m à 0 comparaison à CV (-30) + A . e ^{d/u} 0 à +30m comparaison à CV (-30) + A + (W/2 - A) . d/u	

la convergence. Quant aux nouveaux seuils fixés, ils ne sont ici qu'une hypothèse de travail.

Le renforcement du contrôle n'empêchera pas que surviennent de nouveaux éboulements (annexe II). Les HBNPC prennent alors de nouvelles dispositions en 1970, résumées sur le tableau 80. C'est là reconnaître l'échec du contrôle, avec pour corollaire celui du boulonnage "pur". La sécurité de la voie repose désormais essentiellement sur le soutènement porteur et cela compense l'allègement d'un contrôle qui perd son caractère systématique. Même quand les mesures restent obligatoires, la grande distance (30 ou 60 m) séparant les stations montre qu'on n'en attend plus une couverture complète de la voie.

Quant aux grandeurs choisies pour le contrôle, expansion à 4 m et fluages, notons qu'elles présentent une grande nouveauté par rapport à l'ancien contrôle, puisqu'on déborde délibérément la poutre boulonnée. De plus, l'attention est attirée, indépendamment des seuils fixés, sur l'évolution des mesures et en particulier sur la façon dont s'amortissent les mouvements. Ainsi se reflète dans la pratique l'un des enseignements de l'expérience des éboulements, la nécessité de fonder le contrôle sur une considération plus globale et plus dynamique des déformations aux alentours de la voie.

La mise en oeuvre systématique de ces mesures est postérieure à nos propres campagnes. Cependant, nous ferons état de certains résultats recueillis par la suite (58), en particulier des incidents de Grande Veine 312 et Geneviève 34 (Annexe II) qui prouvent que tout n'est pas encore résolu.

Dans les HBL, le problème s'est posé de manière différente (tableau 81).

A la base du contrôle depuis 1966, se trouve toujours l'expansion de la poutre boulonnée (2,20 m) avec le seuil inchangé de 50 mm, et mesurée tous les 15 m. On s'est contenté jusqu'en 1970 de lui adjoindre la mesure de la convergence au centre de la voie, dont l'examen qualitatif des courbes était susceptible de déceler des anomalies dans les terrains susjacents.

Ces moyens de contrôle ont rempli leur rôle avec efficacité, puisqu'un seul incident s'est produit (Veine L, cf.annexe II). Comme nous le verrons d'ailleurs, cet incident aurait été évité sans nul doute par les mesures adoptées plus tard pour le contrôle en après passage.

Bien qu'elle apporte une sécurité accrue face à des dangers plus variés, la réforme effectuée en 1970 tient moins aux insuffisances de la pratique antérieure du contrôle qu'aux possibilités nouvelles proposées par l'ordinateur. C'est l'automatisation des opérations de dépouillement qui permet l'exploitation aisée d'un plus grand nombre de mesures, tout en créant les moyens d'une intervention très rapide. En rendant possibles les tests sur le gradient et la comparaison aux courbes théoriques de convergence, c'est une véritable transformation qualitative du contrôle que permet cette technique.

Mis au point par le GEOT des HBL, sur les indications du laboratoire de Mécanique des Terrains, ce contrôle des voies par ordinateur donne toute satisfaction depuis Octobre 1970.

En conclusion, si les moyens de contrôle ont tendance à se diversifier dans l'ensemble, leur évolution est dominée par une divergence croissante entre les bassins. C'est finalement aux HBNPC, où les conditions de terrains sont les plus difficiles, que se posent les principaux problèmes à résoudre, qui vont constituer l'essentiel de ce qui suit.

III.2 - ANALYSE DES INCIDENTS

Dans l'annexe II, sont résumés les éboulements et les principaux incidents de toit rencontrés. Nous avons précédemment étudié leur environnement, les circonstances extérieures qui pouvaient leur donner naissance. Nous allons ici examiner les résultats du contrôle pratiqué, les raisons possibles de leur échec éventuel et, plus généralement, dans l'ensemble des mesures et des observations, chercher ce qui aurait pu être un indice de prévision.

Dans la plupart de ces cas, le contrôle en vigueur est centré sur l'expansion des bancs boulonnés. Mais nous disposons fréquemment de mesures complémentaires, du fluage en particulier, qui vont nous permettre une appréciation plus étendue sur les différents moyens de contrôle.

Les incidents au passage de taille seront vus à part, posant des problèmes différents.

a) CONTROLE DE L'EXPANSION

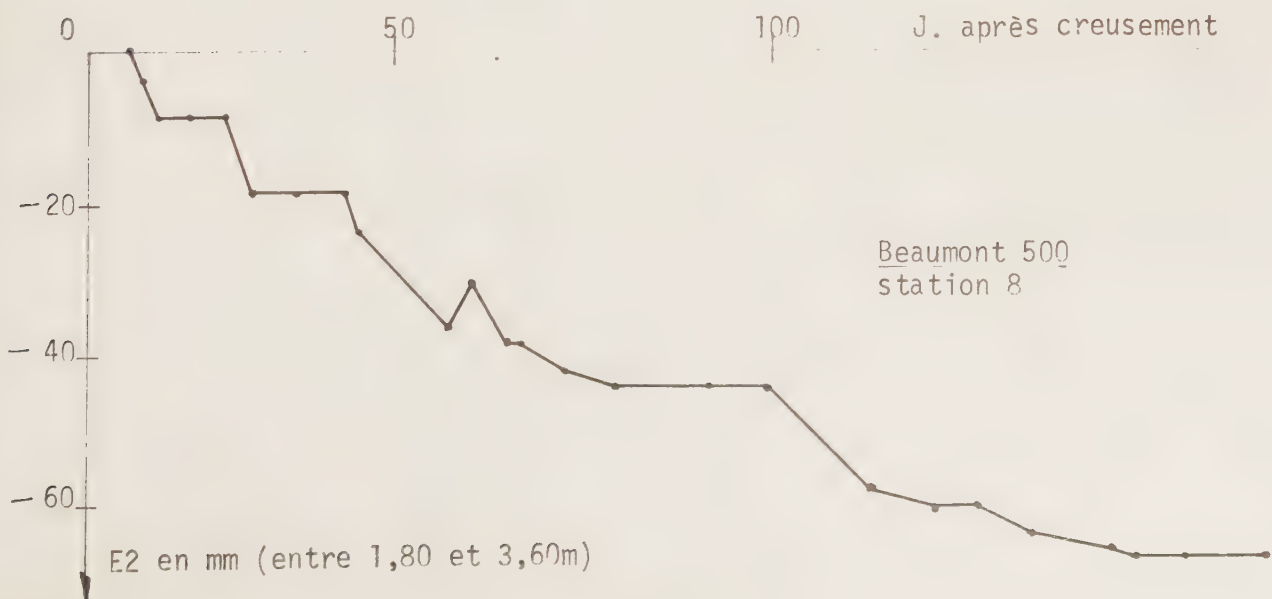
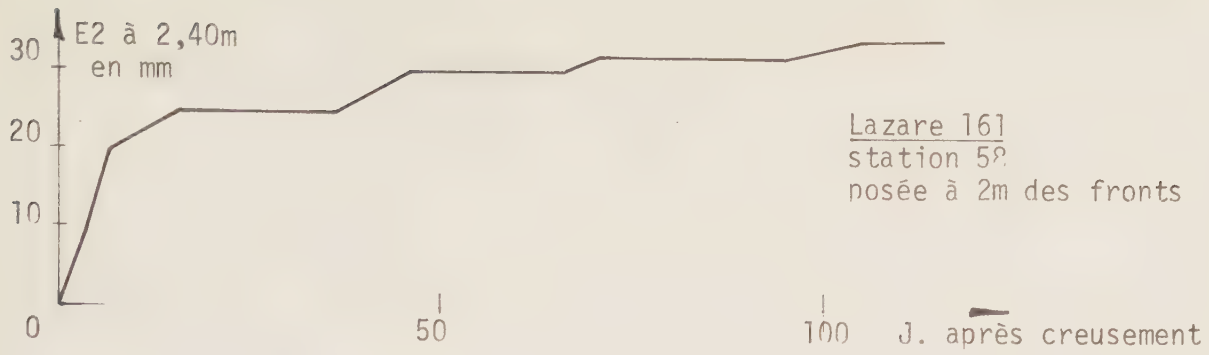
Sur les 7 cas observés au creusement, on s'aperçoit que le seuil de 50mm n'est dépassé que dans Beaumont 500 et Coecilia 55. Encore faut-il préciser que le déclenchement des dispositifs de contrôle n'a joué que partiellement, et qu'il n'a pas constitué une réelle prévision. Dans Coecilia 55 en effet, une seule des 3 stations concernées a prévenu, et ceci tardivement par rapport au démarrage des mouvements. Si l'on considère dans Beaumont 500 les expansions à 1,80 m, très dispersées et souvent suspectes, c'est moins de la moitié des stations qui présente une mesure supérieure à 50 mm (rappelons qu'il y a 4 broches par station). De plus, le seuil n'est bien souvent atteint qu'après que l'apparence de la voie (convergence, fluage, courbure du toit) ait donné l'alerte.

Au premier abord, il faut bien constater l'échec de la "règle des 50 mm". De l'étude de chaque cas, nous avons dégagé un certain nombre d'explications, de causes possibles qui parfois s'entremêlent.

Une des raisons invoquées le plus souvent est le retard apporté à la pose des stations. Il en résulte une sous-estimation de la déformation réelle des terrains. Or, si l'on se réfère à une courbe logarithmique, on néglige le moment où l'accroissement est le plus rapide, et l'on peut perdre ainsi l'essentiel de la quantité cherchée. Ainsi, le fait d'avoir été posée à 29 m des fronts peut expliquer que la station de Coecilia 55 ait dépassé un peu tard son seuil de 50 mm. De même dans Lazare 160 et Geneviève 10, où les retards allaient de 3 à 8 jours, on peut douter des faibles valeurs d'expansion constatées.

Mais s'il y a doute, il ne faut pas cependant exagérer le risque d'une erreur fondamentale. Pour l'apprécier il faut tenir compte des caractéristiques de l'évolution des expansions et, à cet effet, nous avons porté sur la figure 82 quelques courbes typiques.

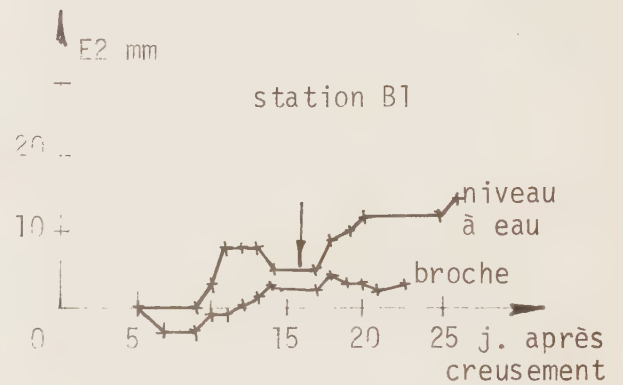
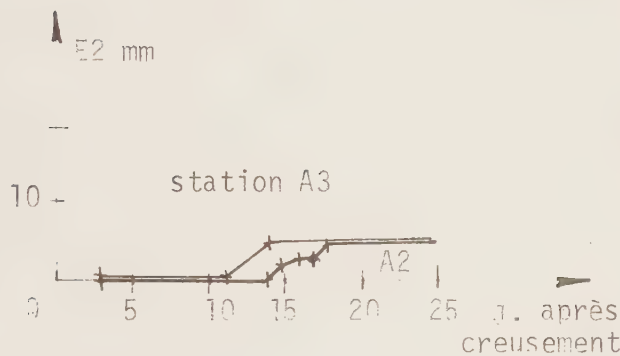
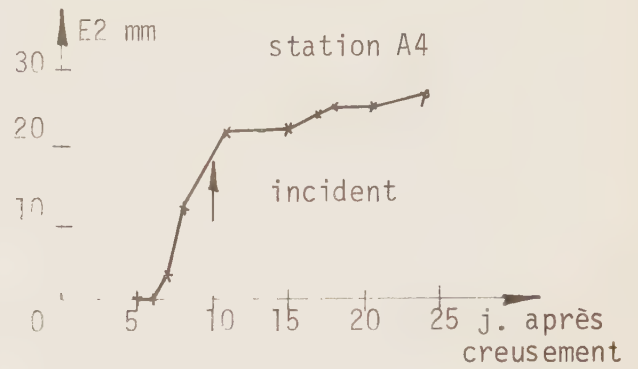
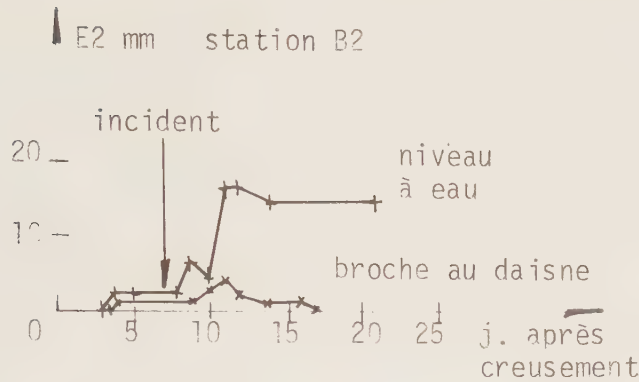
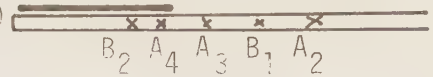
La courbe logarithmique, qui représente assez bien l'évolution des convergences, est assez rare quant aux expansions mesurées dans les chantiers du Pas-de-Calais. Cette forme a tendance à se porter sur des expansions assez fortes (plusieurs cm), mais de telles courbes ne s'amortissent pas en quelques jours, offrant alors une possibilité d'être décelées. Dans l'ensemble, même en se limitant aux expansions positives, les courbes sont irrégulières, marquant de fréquents paliers. C'est une gêne pour l'extrapolation des points précédents le début des mesures, mais en même temps cela détermine une pente moyenne de départ souvent modérée. De plus, il est remarquable que dans de nombreux cas où les expansions sont croissantes, le démarrage ne s'effectue qu'après un certain délai de stagnation à zéro : 1 jour à 1 semaine dans Lazare (161 et 162) et plus d'un mois dans Geneviève D 11 bis. Dans ces conditions la probabilité n'est pas très grande qu'un retard de quelques jours fasse approcher le seuil critique de manière inaperçue.



— Incident de Geneviève npd 10 :

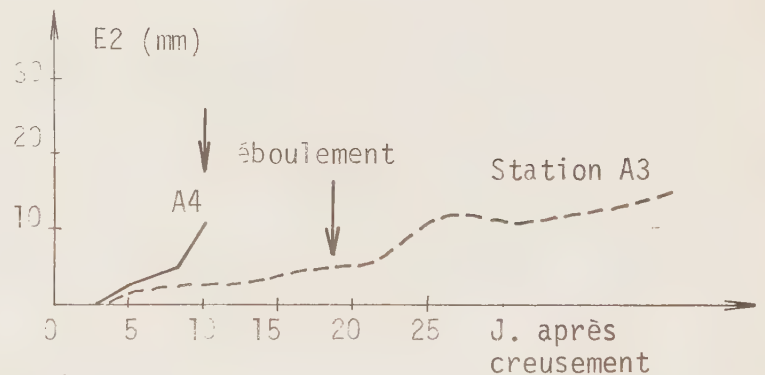
zone du coup de charge

échelle : 1/2500

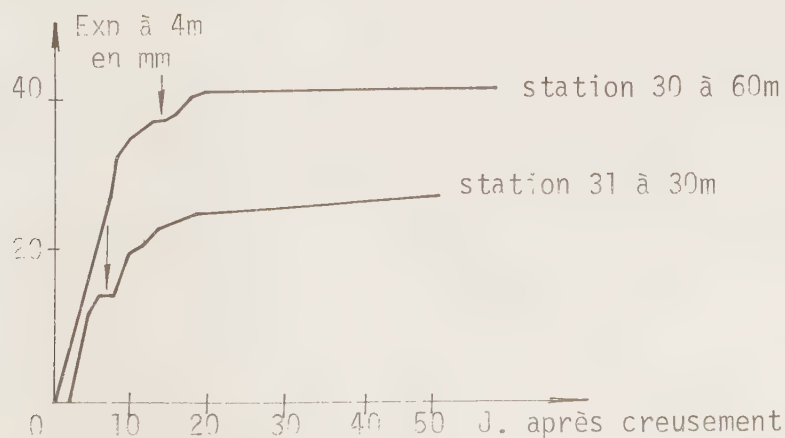


— Eboulement de Lazare npd 160 :

échelle : 1/1000ème.



— Eboulement de Grande Veine npd 312 :



Dans deux exemples que nous avons observés de près, l'analyse détaillée des mesures permet de préciser les conséquences possibles du retard à la pose (Fig. 83). Dans la voie Geneviève D 10, les deux stations B2 et A4 situées dans la zone incriminée ont été posées 3 et 5 jours après le creusement. La station A4 se distingue avec la plus forte expansion, qui atteint près de 20 mm lors de l'incident. Il n'est pas exclu que l'accroissement de 0 à 5 jours ait été supérieur à celui de 5 à 10 jours (20 mm), et que le seuil ait pu être franchi réellement. Mais l'existence d'un palier initial favorise l'hypothèse d'une expansion plus modérée jusqu'au démarrage du jour 6. Quant à l'expansion en B2, elle ne se démarque pas des autres et reste quasi stationnaire. (Si l'on se fie plutôt aux mesures de niveau, on obtient une expansion plus forte, mais seulement plusieurs jours après l'incident). Il est donc improbable qu'une expansion conséquente soit survenue plus tôt. Dans la voie Lazare 160, la station A4 située à quelques m de l'éboulement ne présente qu'une expansion de 10 mm (du 3° au 10° jour). La courbe n'a que 3 points, mais montre une accélération au 8° jour qui s'accompagne d'une pente faible sur plusieurs jours au début des mesures. Là encore, rien ne laisse présager un bond de plus de 40 mm sur les 3 jours précédents.

Les conséquences d'un retard de plusieurs jours sont donc aléatoires. S'il est susceptible de masquer une part notable de l'expansion, il peut aussi n'avoir aucun effet sensible. En ce qui nous concerne, il est probable que dans la plupart des cas cela n'ait pas causé d'erreur fondamentale. Par conséquent il faut admettre que des expansions inférieures au seuil, voire nulles, ne sont pas forcément une garantie de bonne tenue du toit, et chercher ailleurs la cause de ce fait.

Doit-on incriminer la valeur du seuil ? Le choix de 50 mm n'a pas en effet de fondement expérimental solide et pourrait ne pas être assez sévère. On ne peut pas espérer ici discuter valablement de ce choix, à partir de ces quelques exemples aux données parfois incomplètes, souvent altérées par les retards à la pose. Ce problème ne pourrait d'ailleurs être posé que par rapport

aux expansions susceptibles d'avoir dépassé quelques cm. Or, tel n'est pas toujours le cas : ne retenons que les expansions minimales de Coecilia 66 ou de la station B2 de Geneviève D10. Ce qui est là à remettre en cause n'est plus le niveau du seuil, mais plus généralement l'interprétation de la mesure.

Ainsi, procédant différemment, on peut chercher à comparer à la "normale" l'évolution de la mesure sur l'intervalle observé. On se heurte alors à la grande disparité, déjà signalée, de courbes d'expansions qui se prêtent mal à une définition générale. Et s'il est possible, sur des moyennes de chantiers, d'estimer par exemple le paramètre (de 5 à 100 jours) à partir de celui (de 5 à 10 jours), cela devient illusoire pour une station (58). Ceci étant, dans Geneviève 10 (st.A4) on peut juger particulièrement élevé un accroissement de 20 mm du 5° au 10° jour (à titre de comparaison il n'est que de 15 mm à la station 58 de LZ 160, fig. 82). Mis à part le caractère isolé de cette constatation, que peut-on en attendre ? La prévision, en l'occurrence fautive, d'une forte expansion ultérieure est de peu d'intérêt car elle sera de toute façon repérée. Et si le dépassement d'un seuil est chargé d'une signification concrète, il est plus difficile d'explicitier celle d'une vitesse plus ou moins grande d'expansion, sur une durée réduite. Plus représentative d'un danger est sans doute l'accélération, la reprise d'un mouvement dont on sait qu'il a normalement tendance à s'amortir. C'est le seul caractère notable de la brève évolution de sa station A4 de Lazare 160. Il peut marquer le déclenchement d'un processus accéléré de dégradation du toit, mais cette interprétation n'est évidemment pas certaine, du fait des irrégularités possibles. Ainsi la courbe de A4 (Geneviève 10 Fig. 83) présente également ce signe, juste avant l'éboulement, mais l'amortissement et la stabilisation qui suivent montrent qu'il ne faut pas lui attribuer une telle importance.

De toutes façons, il reste incontestable qu'un certain nombre de nos observations échappe à ces différentes interprétations. C'est le cas des expansions stagnantes à quelques mm, sur lesquelles il est vain de chercher le moindre indice. C'est aussi le cas des nombreuses expansions négatives mesurées à Beaumont 500.

Cela a pu conduire à soupçonner le bon fonctionnement des dispositifs de mesure, et à faire l'hypothèse que le défaut de prévision était dû à leur défaillance. Dans Lazare ppd 160, outre le fait que les broches sont un peu courtes (2 m), on a pu observer que certaines d'entre elles ne jouaient plus dans leur trou. Cela peut témoigner d'un blocage de la tige par glissement des strates, susceptible de freiner ou de stopper l'évolution de la mesure. Mais dans le cas général, à défaut d'observations précises, rien ne permet d'avancer cette supposition pour toutes les expansions faibles ou nulles. Quant aux expansions négatives, elles sont par nature sujettes à caution. Nous en avons fréquemment rencontrées d'assez faibles (quelques mm, parfois 1 cm en valeur négative) dans nos principales campagnes de mesure, Geneviève 102 et 11 bis, Lazare 161 et 162 (cf. Fig. 82). Il est important de noter qu'on n'en relève pas dans les mesures effectuées sans l'aide du niveau à eau, par exemple dans les simples stations de contrôle. Le niveau à eau, par sa précision médiocre (aggravée du risque de présence d'air), peut occasionner des écarts dépassant éventuellement le zéro. Suivant l'espacement des broches, il peut être sensible à certains basculements du toit. Mais la cause est sans doute à rechercher plutôt autour de l'ancrage des broches profondes et de leur manipulation : il n'est pas exclu que la suspension de l'appareil de mesure puisse provoquer une légère descente de l'une ou l'autre broche ou, dans certains cas, du crochet de suspension. Pour illustrer ce risque d'erreur nous avons porté en figure 83 des courbes obtenues par 2 méthodes différentes - broche au daisne ou niveau à eau - dans les stations (type B) de Geneviève 10. L'écart est important, mais il est vrai que ces mesures comptaient parmi nos premières applications du niveau à eau. Dans Beaumont 500, ces phénomènes parasites ont pu se produire, mais il y a plus. On y trouve des expansions négatives d'amplitude bien plus élevée (jusqu'à -50 mm) et des tendances décroissantes nettement marquées. A cela s'ajoute une dispersion considérable entre les expansions mesurées aux points différents d'une même station (par exemple, station 6 : -22, + 20, + 10, + 140). Il se confirmera lors de ravauchages que les glissements horizontaux des roches ont fortement tordu les broches, ce qui enlève toute validité aux résultats obtenus.

Dans ces conditions, il apparaît que les anomalies du contrôle de l'expansion tiennent moins à la défectuosité des dispositifs de mesure qu'à leur inadaptation. Cette constatation s'appuie sur les observations visuelles faites lors des incidents. Ainsi dans Beaumont 500, la faillite des mesures est liée au fait que la caractéristique prédominante du toit boulonné y est, non pas son expansion, mais les glissements latéraux de ses bancs. Dans d'autres cas, Coecilia 66 et Geneviève 10 en particulier, l'aspect cohérent de la poutre donne à penser que son expansion a été indépendante des causes et du déroulement de l'éboulement, ce qui explique que les mesures n'aient pas prévenu. Ce point de vue sera repris et développé dans l'étude des mécanismes de déformation.

Les remarques précédentes incitent à imaginer de nouveaux types de mesures, mieux adaptés. C'est précisément dans ce but qu'à été instituée la mesure de l'expansion à 4 m. Nous disposons d'un cas d'éboulement survenu malgré ce contrôle et dont nous n'avons pas fait mention jusqu'ici : Grande Veine 312. Les stations voisines ne présentent aucun signe alarmant : les courbes d'expansion sont régulières et bien amorties. On peut noter que les amplitudes (25 et 40 mm) y sont nettement plus grandes que dans une autre voie du même quartier, mais aussi que la station la plus proche de l'éboulement indique la plus faible expansion (15 mm à l'instant de la chute). On ne peut rien en conclure, du fait que 30 m séparent cette station du lieu de l'incident caractérisé d'ailleurs par une tectonique particulière.

Nous abordons ici le problème de la distance entre station. Par expérience de la dispersion des expansions mesurées tous les 15 à 20 m, nous pouvons à l'évidence affirmer dans le cas précédent qu'on ne peut pas prévoir à 30 m de distance. Mais par exemple dans Coecilia 66, où l'éboulement est délimité par une coupure franche, peut-on à 5 m de là trouver une mesure qui en soit indépendante ? Le problème est posé mais peut d'autant moins être résolu à partir de ces quelques exemples, que le contrôle effectué à l'endroit même des incidents n'a pas donné entière satisfaction. Nous verrons plus loin comment la théorie des variables régionalisées permet d'aborder cette question dans son ensemble.

b) CONTROLE DES FLUAGES

L'introduction des fluages dans les règles de contrôle est venue postérieurement à la plupart des incidents. Le seul cas où les fluages aient été prévus dans ce but est celui de Grande Veine 312, où ils n'ont d'ailleurs pas prévenu, gardant des valeurs faibles et normalement amorties (Fig. 84). De même que pour les expansions, cet échec ne peut être imputé, a priori, qu'à l'éloignement des stations voisines. Nous pouvons heureusement nous fonder sur les cas antérieurs, où il se trouve que les fluages ont été généralement observés, pour juger de l'efficacité de ce nouvel élément de contrôle.

On constate que par deux fois on aurait été alerté par le dépassement du seuil. Malgré l'absence de mesures, cela est incontestable dans Coecilia 66 où un délavage de plus d'un mètre affecte chaque parement. Quant à Beaumont 500 la partie la plus tourmentée de la voie présente bien des fluages supérieurs à 500 mm (cf. annexe III), mais il s'agit là de l'aboutissement d'une longue et évidente dégradation.

Cette dernière remarque est propre à contester le choix du seuil ; bien avant qu'il soit dépassé, la tenue générale de la voie a justifié des mesures de renforcement. De même dans Coecilia 55, où la tenue des parements semble avoir joué un rôle notable, l'attention a été attirée dès le premier mois par des fluages de 250 mm seulement.

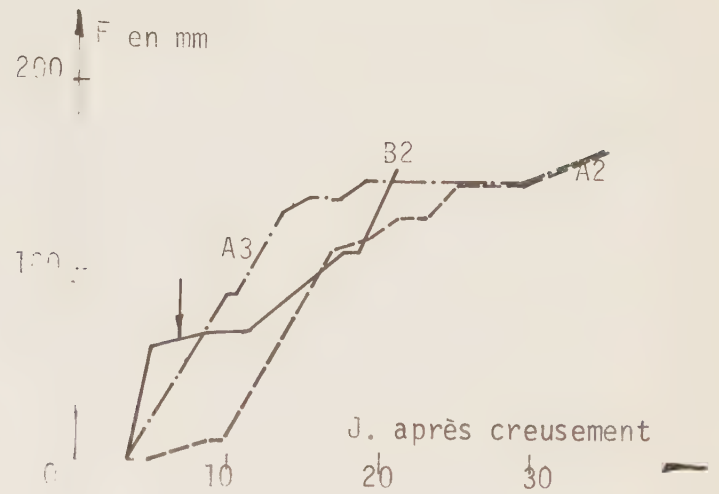
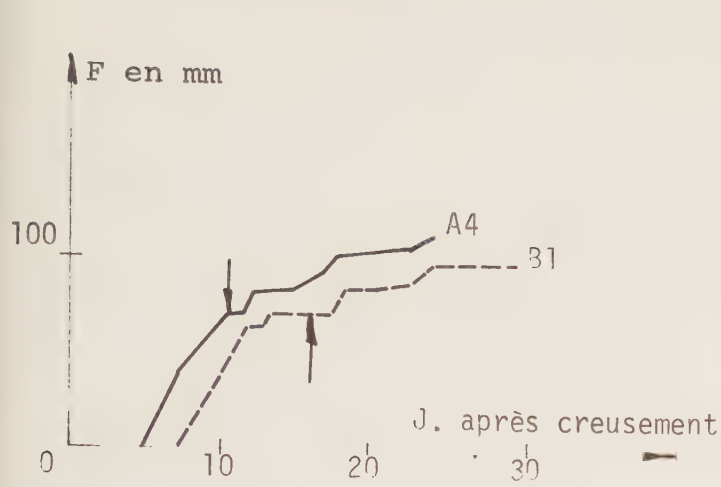
En fait, placer le seuil à 500 mm revient à rendre inutiles les stations de contrôle des fluages, car une telle poussée ne peut échapper au simple examen visuel : c'est bien en deçà que l'on commence à s'apercevoir que la veine "travaille" et à se préoccuper d'y porter remède. Donc, pour garder tout son sens, le seuil d'alerte ne peut raisonnablement dépasser 250 mm, et ceci à plus forte raison si l'on mesure, non pas le fluage superficiel, mais le fluage à 2 m de profondeur (donc plus faible) qui est préconisé par les règles de contrôle.

Nous ne nous attarderons pas sur les retards à la pose des stations : les effets sont sans doute proportionnellement plus forts qu'avec les expansions, mais plus aisés à reconstituer, du fait de la tendance logarithmique beaucoup plus constante des courbes de fluages. Ceci étant, ces retards perturbent effectivement nos interprétations, mais certains incidents ont présenté des fluages trop peu élevés pour que le doute soit permis : il n'y a pas là dépassement significatif des valeurs habituelles, et la référence à un seuil quelconque serait alors inopérante.

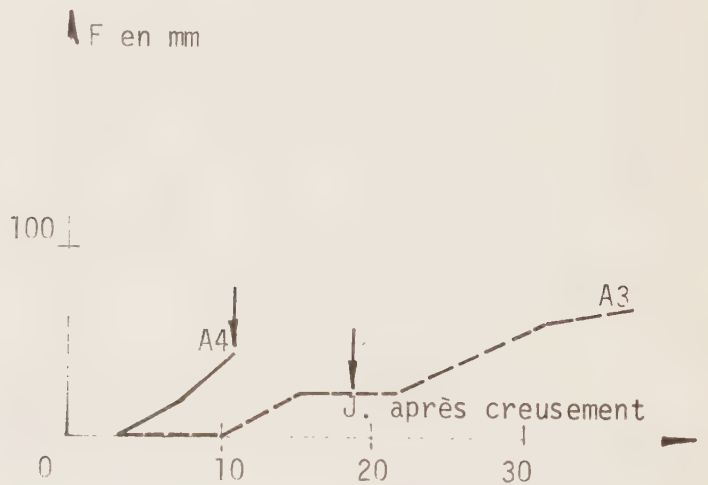
Le cas est flagrant à Lazare ppd 160, où la mesure n'atteint finalement que 40 mm (du 3ème au 10ème jour), ce qui permet d'estimer à moins de 100 mm le fluage total, et n'a rien d'alarmant. Mais on note, comme sur l'expansion, une accélération 2 jours avant l'éboulement (Fig. 84). Cette concordance pourrait confirmer qu'il s'agit bien d'un présage significatif.

L'interprétation des mesures de Geneviève ppd 10 est plus ambiguë (Fig.84). On constate tout d'abord que dans toutes les stations de la voie, la croissance des fluages est sensiblement plus rapide que la moyenne des chantiers observés (58). Quant aux 2 stations situées dans la zone affectée, mise à part une pente initiale légèrement plus forte, elles ne se distinguent nullement par une amplitude ou une évolution particulière des fluages. Compte tenu des retards, le fluage superficiel doit être de l'ordre de 150 mm au moment de l'incident et rien dans le tracé ne signale alors une aggravation. Ainsi en B2, la courbe est amortie à cet endroit et ne redémarre que nettement après la cassure du toit. On pourrait être tenté de penser que la tenue de la veine n'a joué ici qu'un rôle secondaire, mais cela semble contredit par la description du délavage d'une mézière qui a accompagné la rupture du toit (au moins jusqu'en B 1) . Du fait de la dissymétrie des déformations, on peut supposer qu'alors une grande partie des fluages mesurés était concentrée sur une seule mézière. Il est possible que la mesure indépendante de chaque parement ait pu signaler plus tôt une évolution anormale de la mézière affectée, et cela montre tout l'intérêt dans certains cas de la mesure des "demi-fluages" dès le creusement.

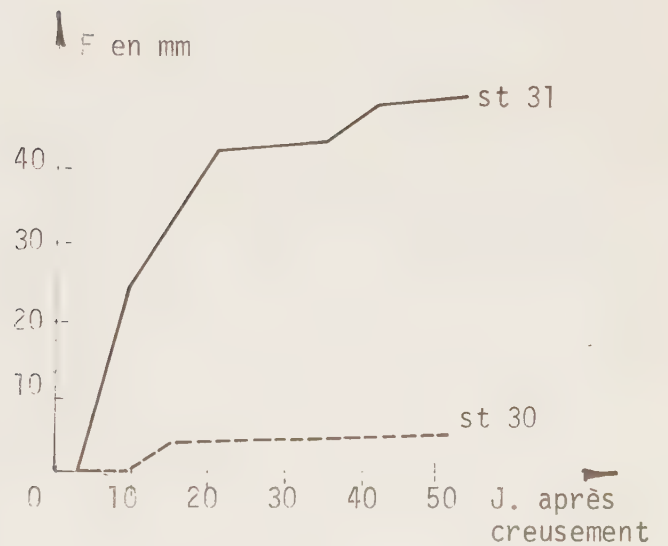
Geneviève ppd 10



Lazare ppd 160



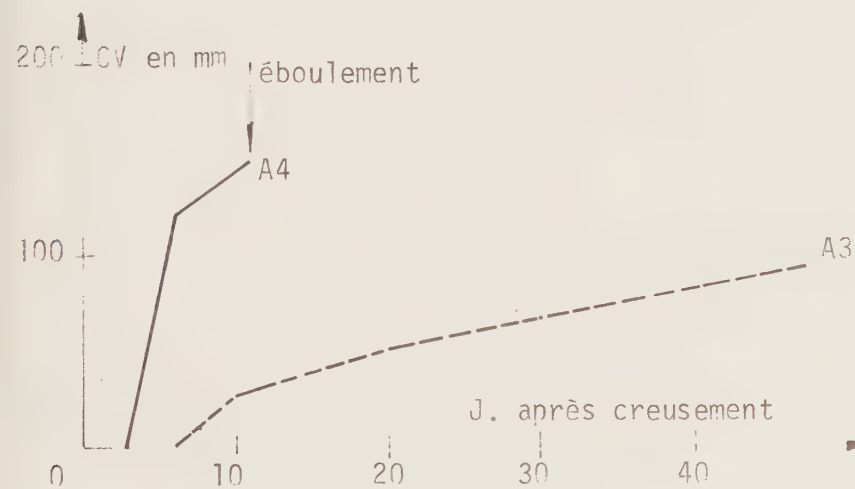
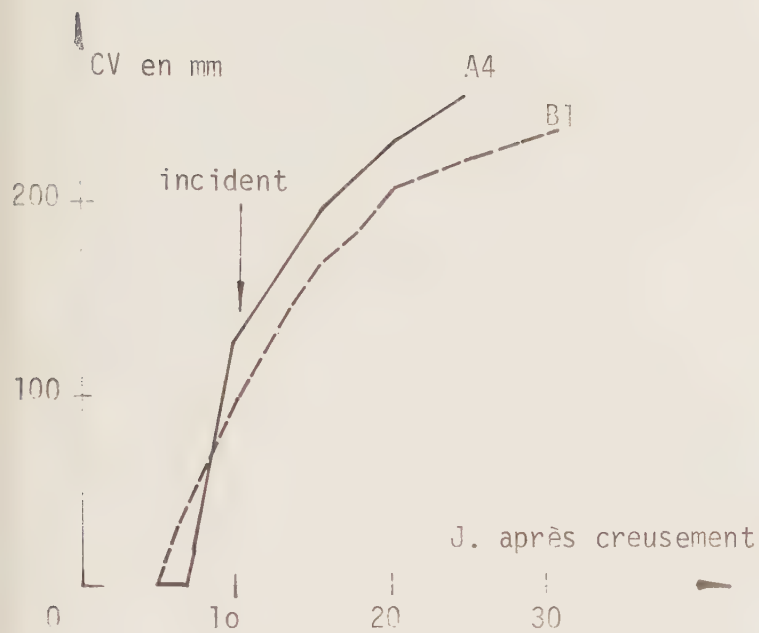
Grande Veine ppd 312



— ANALYSE DES INCIDENTS : LES CONVERGENCES —

CV en mm

Geneviève ppd 10



Lazare 160



Beaumont 500

En conclusion, si la dégradation des parements n'est pas forcément impliquée dans tous les incidents (exemple Lazare 160), les mesures de fluages apparaissent susceptibles de constituer un moyen de contrôle approprié dans de nombreux cas.

c) AUTRES MOYENS DE PREVISION

Dans quelques cas nous disposons de mesures de convergences (Fig. 85). Ainsi dans Beaumont 500 où les convergences atteignent progressivement de très fortes valeurs (de 500 à 1000 mm en 6 mois), il est intéressant de noter que les tracés ne s'amortissent pas et sont le plus souvent linéaires dès le début des mesures. La voie de Geneviève 10 présente sur toute sa longueur des convergences (comme les fluages) d'accroissement relativement rapide, et les pentes sont un peu plus fortes aux stations affectées, surtout en B2. Enfin dans Lazare 160, c'est de toutes les mesures la convergence qui distingue de la façon la plus révélatrice la station A4 proche de l'éboulement : une rapide montée de la mesure en A4, qui contraste avec les valeurs modérées du reste de la voie.

L'examen des convergences peut donc permettre de déceler des risques avant-coureurs des incidents. Mais il faut souligner la difficulté d'interprétation de ces mesures, dont le signal n'a pas été le dépassement d'un seuil, mais un comportement relativement particulier par rapport à d'autres stations ou chantiers. Or les amplitudes des convergences au creusement sont naturellement très dispersées. Par ailleurs, la mesure ne reflète pas seulement l'état du toit, mais aussi celui du mur. Nous pouvons donc seulement conclure à l'intérêt de l'examen qualitatif des courbes de convergences.

Quant à d'autres mesures, nous avons dans Beaumont 500 celle de la flèche du toit, qui a été proposée (tableau 80) comme moyen de contrôle avec un seuil de 50 mm. Le seuil a bien été dépassé dans la moitié des stations (annexe III), mais la situation n'est pas plus saine ailleurs, où le toit

a basculé en restant à peu près plan avec l'aide des étais de renfort. Ainsi, la mesure de la flèche peut pallier la carence de celle de l'expansion dans le cas de flexion, mais ne peut servir au contrôle que dans un domaine partiel.

Par ailleurs, sont à remarquer quelques observations visuelles faites peu avant les éboulements. Ce sont à Coecilia 66 des craquements entendus la veille et un délavage intense de la veine, dont la constatation a fait en d'autres cas décider le renforcement du boisage (Geneviève 22). Dans Lazare 160, la chute d'une dalle de 1 m d'épaisseur au début du chantier avait révélé la mauvaise cohésion de la poutre boulonnée, ce qui provoqua le cadrage de la voie. De plus, ont été remarquées de nombreuses cassures verticales du toit aux abords des parements. De tels indices sont évidemment précieux pour la prévision des éboulements, mais ils sont apparus (du moins ont été découverts) trop rarement pour que l'on puisse fonder sur eux une méthode de contrôle.

Enfin il est utile de rappeler qu'en dehors de Geneviève ppd 10, on a pu dans tous les cas établir l'existence d'une circonstance particulière, accident tectonique, ou influence d'une ancienne exploitation.

d) INCIDENTS AU PASSAGE DE TAILLÉ

Nous avons isolé ce type d'incident, car les règles de contrôle habituelles n'y sont plus applicables. En effet, le seuil des expansions est généralement dépassé dès l'arrivée du front, et l'on admet que les ruptures consécutives au basculement du toit justifient dans tous les cas un renforcement du soutènement.

C'est malgré ces précautions que sont survenus 3 incidents au passage et en après passage.

Dans Veine 1 (HBL) l'expansion n'a nullement prévenu. Cela peut s'expliquer si l'on considère que seule une partie du toit s'est affaissée, séparée du dispositif de mesure par les chandelles médianes. On peut penser, vu le caractère progressif de la déformation, qu'une mesure de l'expansion oblique près

du parement (qui s'est depuis généralisée aux HBL) en aurait rendu compte.

Le cas de la station 8 de Lazare 161 a été étudié en détail (2ème partie III.2). Certes, nous avons décelé dès le creusement quelques anomalies sur la déformée du toit et les relevés d'endoscope. Mais ces indices sont trop minces pour être a priori alarmants. On a aussi relevé dans la station voisine une expansion assez forte. Mais ce qui importe, c'est que la coupure du toit au 1er passage s'est produite soudainement sans que rien ne l'annonce de toutes nos mesures. L'expansion est même restée inférieure au seuil (22 mm lors du coup de charge), ce qui n'exclut pas l'éventualité d'un blocage des broches jusqu'à l'arrivée du front. Ce n'est qu'après la rupture que nos mesures réagissent et rendent compte de l'affaissement du toit boulonné. Le massif, quant à lui, semble étranger à l'événement, et les fluages resteront particulièrement faibles. La cause immédiate étant un coup de toit dans la taille, on conçoit que la prévision de ce type d'incident puisse échapper à nos mesures.

Pour être moins brutal, le cas de Geneviève 34 n'a pas été moins imprévu. Il est remarquable que les 2 stations de mesure, espacées de 30 m, qui encadraient l'incident, n'en aient rien laissé paraître, ni par leur aspect, ni dans les mesures. On peut en déduire que la perturbation est bien circonscrite, et n'est pas perceptible une dizaine de mètres plus loin.

Nous avons là l'exemple de phénomènes très localisés, hors de portée des moyens de contrôle prévus, et dont le caractère aléatoire est renforcé par l'absence des circonstances particulières, naturelles ou d'exploitation, qui s'attachent en général aux éboulements au creusement.

CONCLUSIONS

Cette analyse de tous les incidents observés, si elle n'a pas toujours apporté de remède ni même d'explications aux insuffisances du contrôle, a du moins permis de poser les principaux problèmes à résoudre.

D'abord s'impose la nécessité d'obtenir dans la pratique des mesures de qualité. Il s'agit avant tout d'éliminer le retard à la pose, en implantant à front les stations de contrôle. Par ailleurs, il est important de réduire le nombre des mesures erronées (expansion) en améliorant la tenue des dispositifs.

Quant au choix de l'écartement des stations, nous n'avons pas pu déterminer sur quelle distance des indices de prévision d'un éboulement sont susceptibles d'être décelés. Toutefois, cette distance semble être très courte dans certains cas, peut être de quelques mètres. Dans ces conditions, un intervalle de 25 à 30 m est trop grand pour que le contrôle de toute sa longueur soit possible.

Nous avons trouvé quelques indications permettant de préciser le seuil des fluages, qui doit être abaissé. Mais l'interprétation des mesures semble devoir être affinée, pour tenir compte également de la pente et de la forme des courbes de déformations.

Enfin, se pose le problème essentiel du choix des mesures à effectuer. Nous avons constaté que, suivant les cas, ce n'étaient pas les mêmes mesures qui étaient les plus sensibles. Parfois même aucune de celles effectuées ne semblait concernée par l'incident. Pour expliquer ces échecs et choisir des moyens de contrôle mieux adapté, il est nécessaire de comprendre les différents mécanismes qui peuvent aboutir à la formation d'un éboulement. Cela nous conduit à examiner, outre la tenue du boulon lui-même, le comportement du toit boulonné et de l'ensemble des terrains concernés.

BOULONS A CABLE - SIEGE WENDEL

LIAISON ENTRE L'ALLONGEMENT DES BOULONS
ET L'EXPANSION DES TERRAINS.



Paramètre (-1, +50m) après passage taille

- x x côté taille
- o o milieu de la voie
- + + côté massif

III.3 - COMPORTEMENT DU BOULON

Nous avons vu dans la bibliographie que les essais au jour permettaient une certaine connaissance du comportement du boulon, par rapport aux efforts de traction : capacité d'allongement, de glissement dans la gaine de résine .. Or les conditions du fond sont beaucoup moins simples. Les déformations et la dégradation des roches sont susceptibles de modifier profondément la liaison au terrain. De plus, le boulon subit des flexions et il est soumis à des efforts de cisaillement par le glissement des strates. Seule, l'observation in situ est donc capable de nous renseigner sur les réaction du boulon face aux sollicitations du terrain et en même temps sur l'efficacité du boulonnage. En particulier, la liaison éventuelle entre l'expansion du terrain et l'allongement du boulon nous intéresse d'autant plus qu'elle a été impliquée dans certaines théories du contrôle.

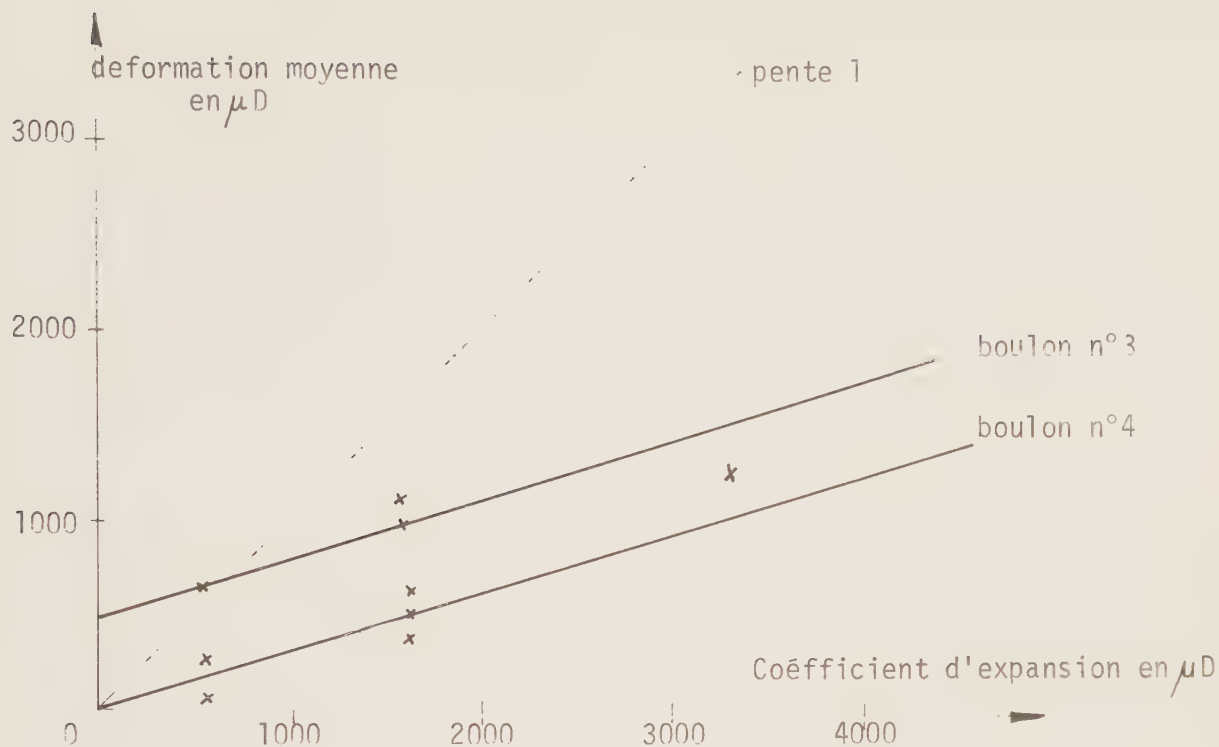
C'est dans ce but qu'ont été expérimentés 21 boulons à cable, dans une voie du Siège Wendel. En 3 points de chaque station (au milieu et près des parements), ont été mesurés simultanément l'allongement des boulons à cable et l'expansion du terrain en des trous voisins. Les résultats sur les paramètres (- 1 à + 50 m) sont portés en figure 86. Ce n'est que côté massif que l'on obtient une bonne liaison linéaire avec une pente (allongement/expansion) largement inférieure à 1. Mais ce qui importe, c'est que 90 % de l'ensemble des points se trouvent sous la bissectrice. La présence de quelques points au-dessus n'est qu'un effet aléatoire du décalage inévitable, plus ou moins important, qui sépare le boulon du dispositif de mesure du terrain. Le boulon s'allonge donc nettement moins que ne se dilatent les terrains entre deux tiges. Cela témoigne de l'action effective du boulon, de sa capacité de résistance, tout en faisant entrevoir les limites de son pouvoir sur les terrains. En ce qui concerne les règles de contrôle, cela tiendrait à réhausser le seuil admissible de l'expansion, si l'on ne s'inquiète que du risque de rupture du boulon. Enfin, on peut noter qu'au delà d'une expansion de 10 mm, presque tous les boulons font la preuve du dépassement de leur limite élastique (allongement de $0,3 \% \approx 5 \text{ mm}$).

Nous avons cherché à approfondir ces connaissances à l'aide de boulons à jauges. Les premiers essais de 5 boulons du type "CERCHAR" ont eu lieu dans Lazare 161 et 162. Ils ont été perturbés par la défection des électriciens et en particulier abandonnés lors du passage de taille. Les résultats illustrent bien les défauts et la fragilité, décrites précédemment, de ce type de matériel. Dès la pose, la moitié des jauges sont hors service et le comportement des autres est évidemment douteux. Sur les 12 points de mesure restant, équipés de 1 à 4 jauges, le tiers présente des compressions qui vont de 1 à plus de 10 tonnes. Comme il y a précisément des montages complets (4 jauges) dans tous ces cas, ces anomalies ne peuvent pas s'expliquer par la flexion des tiges et sont probablement dues à des défauts d'isolement ou de collage des jauges. En définitive, on n'a pu se fier qu'à quelques mesures, isolées, qui n'ont pas permis d'interprétation valable.

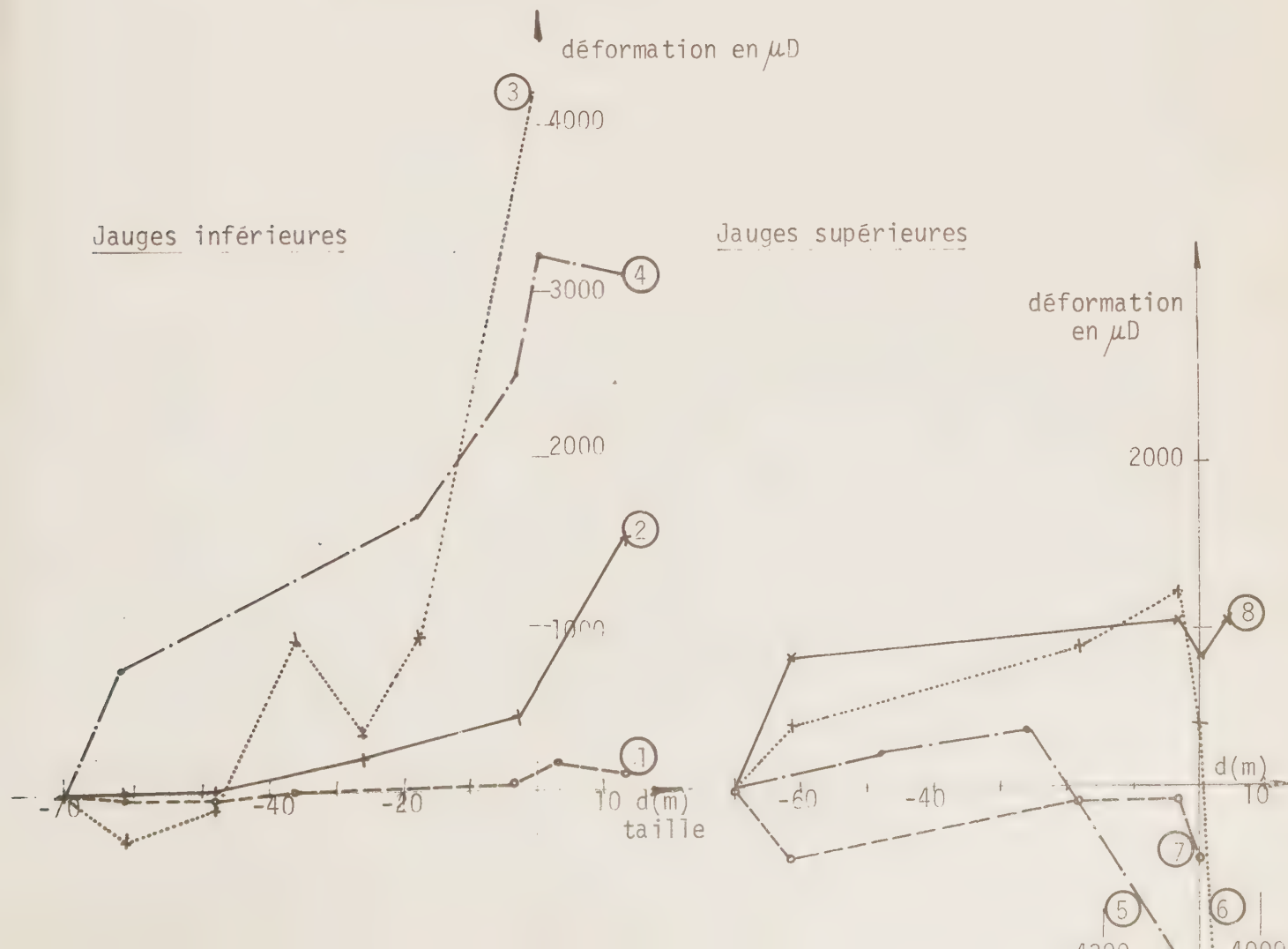
De telles expériences ont été reprises aux HBL avec la pose de 5 boulons à 8 jauges (type Mines de Fer) dans une voie de Marienau, accompagnés de dispositifs d'expansion et de trous d'endoscope. L'observation a surtout porté sur l'avant passage et le passage de taille. Là encore, une forte proportion de jauges (40 %) sont détruites dès la pose. Tout en notant que le montage à une seule jauge ne permet pas de distinguer s'il s'agit d'une flexion ou d'un effort axial, nous pouvons toutefois présenter quelques remarques. Ainsi, chaque boulon a dépassé la limite élastique (3000 μ D) en un point de mesure au moins, et les plus fortes déformations enregistrées correspondent en général à la présence d'une fissure (relevée par endoscopie) au voisinage de la jauge. Dans aucun cas, les conditions de rupture (allongement de 23 % = 230 000 μ D) n'ont été approchés, puisque le maximum obtenu n'a été que de 90 000 μ D. Par ailleurs, sur 2 boulons ayant conservé toutes leurs jauges dans l'avant passage, on a pu calculer leur déformation moyenne et la comparer au taux d'expansion du terrain. Les résultats observés (Fig. 87) ne contredisent pas les indications des boulon à câble, mais sont trop partiels pour être significatifs. Enfin, particulièrement sur l'un de ces boulons, on constate le phénomène suivant : entre - 20 m et 0 m du front, les jauges de la

LIAISON ENTRE LA DEFORMATION MOYENNE D'UN BOULON
ET L'EXPANSION DES TERRAINS.

FIG 87



DEFORMATIONS DU BOULON N° 4 .



moitié supérieure de la tige accusent une décroissance de la tension qui les amène rapidement à une compression (Fig. 87). Ce peut être une flexion mais aussi une recompression des bancs au cours du basculement de la partie boulonnée vers la taille. Des données en plus grand nombre seraient nécessaires pour préciser ces faits qui, du moins, révèlent toute la complexité du problème.

Ces diverses mesures effectuées sur le boulon lui-même nous ont donc apporté un certain nombre d'indications. Entre autres, elles montrent que le dépassement du seuil de 50 mm de l'expansion n'est généralement pas en rapport avec un risque de rupture de la tige. Mais, en petit nombre et limitées à des toits de bonne tenue, elles ne sont pas représentatives de l'ensemble des conditions de terrain rencontrés.

En particulier, que se passe-t-il quand les strates ont trop bougé pour permettre une mesure d'expansion ? Comment se comportent, lors des incidents, les boulons latéraux près desquels on ne dispose généralement pas de mesure d'expansion ? L'échec du métalloradar ne nous a pas permis le contrôle systématique de tous les boulons. Toutefois, nous pouvons apprécier leur tenue dans les cas difficiles, en nous fondant sur l'observation des tiges dégagées par les éboulements ou les rauchages.

Il s'avère ainsi que la rupture des tiges est un fait très rare. Nous laisserons de côté le cas de Geneviève D 10, où de nombreux boulons ont été cisailés au filetage par les feuillards de garnissage : cela ne s'est passé qu'après la coupure du toit et n'a nullement mis en cause le rôle du boulonnage dans les roches. Dans Lazare 161, au passage de la 2ème taille, c'est la rupture des boulons latéraux qui a permis l'affaissement de la poutre boulonnée, dont ils supportaient tout le poids par l'intermédiaire des billes du cadrancré. Mais cette rupture est survenue après que la poutre ait rompu toute liaison avec les terrains environnants et n'est que la conséquence du processus de dégradation du toit déclenché dès le premier passage.

L'exemple le plus significatif est celui de Beaumont ppd 500, illustré par les photos de la figure 88 où l'on voit que les tiges ont dû accompagner les strates lors de très importants glissements latéraux. Or, dans ces conditions extrêmes, on n'a découvert pendant les rauchages que très peu de boulons cassés. Cela tient à la souplesse des tiges et, surtout, à la modification de leur liaison au terrain, qui a permis par exemple d'arracher à la main des boulons ancrés sur 50 cm. La résine est évidemment fragmentée, mais de grandes plaques adhèrent encore à l'acier. C'est essentiellement la roche qui s'est désagrégée tout autour, se transformant par endroits en un véritable sable.

D'autres exemples montrent également une liaison imparfaite entre le boulon et le terrain. Ainsi, dans l'éboulement de Coecilia 66, la bille entraîne les boulons latéraux, qui sont arrachés avec leur résine. Il faut noter qu'en raison de l'important fluage, ces boulons ne sont pas ancrés au-dessus du massif, mais dans la zone déconsolidée qui limite la masse éboulée. À défaut d'autres précisions, il est logique de penser que c'est la fracturation de la roche qui a altéré la liaison. En revanche, il semble que dans Lazare 160, la présence d'eau ait diminué l'adhérence de la résine à la roche. Une semaine avant le premier éboulement et à proximité (10 m avant), est en effet tombée sur toute la largeur de la voie une dalle de 1 m d'épaisseur et de 2 m de large. Les boulons étant intacts, on a supposé que dans ces terrains imbibés d'eau une couche de boue s'était intercalée entre la résine et la roche. Lors des éboulements, les boulons latéraux sont pourtant restés en place, mais ils ne retenaient ici que le grillage. Dans ce cas, il n'est donc pas exclu que le défaut initial de l'ancrage ait joué un rôle important, s'ajoutant à une fragmentation poussée des roches du toit.

En conclusion, on peut considérer la défection des ancrages comme une cause exceptionnelle d'incident. Cette éventualité n'est apparue qu'une fois, et l'inefficacité de la liaison s'explique alors par des conditions particulières d'humidité désormais évitées. La résistance des tiges de 20 mm s'avère suffisante par rapport à l'action possible du boulon sur le terrain, dépassant

même dans certains cas ce que peut admettre la roche. On note d'ailleurs que l'adhérence des ancrages est souvent menacée avant qu'il y ait risque de rupture.

D'une manière générale, quand il y a défaillance de l'ancrage, il s'agit de la conséquence d'une détérioration grave du terrain : soit qu'il soit trop fracturé pour donner prise aux ancrages, soit que des ruptures fondamentales aient suspendu une lourde masse rocheuse à quelques boulons. De ce fait, on ne peut pas faire reposer le contrôle du toit sur celui de l'état des ancrages, qui d'ailleurs ne peut guère toucher que leur allongement ou leur rupture : les procédés du type "métalloradar" perdent leur intérêt. Par suite le contrôle doit s'attacher essentiellement à connaître et à prévoir le comportement du terrain lui-même, et c'est dans ce sens que nous allons examiner maintenant les mécanismes de ses déformations.

III.4 - COMPORTEMENT DES TERRAINS

Dans ce qui précède, nous avons fréquemment fait allusion à des réactions très différentes du terrain, en particulier pour justifier la diversité des résultats du contrôle. Sans connaître toujours les raisons qui déterminent tel comportement plutôt que tel autre, on peut malgré leur complexité rattacher les phénomènes observés à quelques modèles simples. Nous allons ici les décrire, en cherchant à mettre en évidence les mécanismes fondamentaux susceptibles d'être à l'origine de méthodes de prévision. Nous présenterons d'abord le modèle de la poutre du toit, prenant appui sur les parements de la voie et, à partir de là, nous envisagerons les différentes évolutions possibles qui rendent compte en particulier des incidents rencontrés dans les chantiers étudiés.

a) LA POUTRE DU TOIT

Au moment où le toit est découvert au front de creusement, dans la plupart des cas, les bancs ont gardé leur continuité et sont restés jointifs. On a donc affaire initialement à une poutre stratifiée, composée de bancs de nature et d'épaisseur variables, encastrée au-dessus de chaque parement.

Nous allons considérer les déformations de cette poutre lorsqu'elle est sollicitée par son propre poids et par des poussées latérales, ainsi que les actions correspondantes du boulonnage.

Sous l'effet de leur poids, les strates fléchissent suivant leurs caractéristiques mécaniques et d'autant plus qu'elles sont plus minces. Partant du toit superficiel, ce phénomène gagne successivement les bancs supérieurs, mais en s'amortissant pour plusieurs raisons. D'abord une strate ne peut pas fléchir plus que celle située juste en-dessous, et ainsi s'établit une compensation qui limite la déformation des plus faibles. En outre, la flexion s'accompagne d'un déplacement horizontal des points des fibres externes (Fig. 89), donc

— RAUCHAGE DANS BEAUMONT PPD 500 (HBNPC) —



21 Nord D 500
BEAUMONT

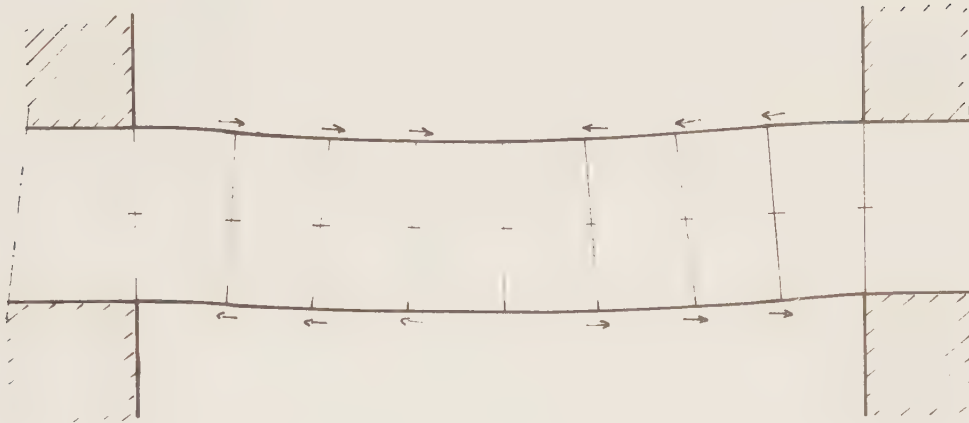
Photo N° 2.



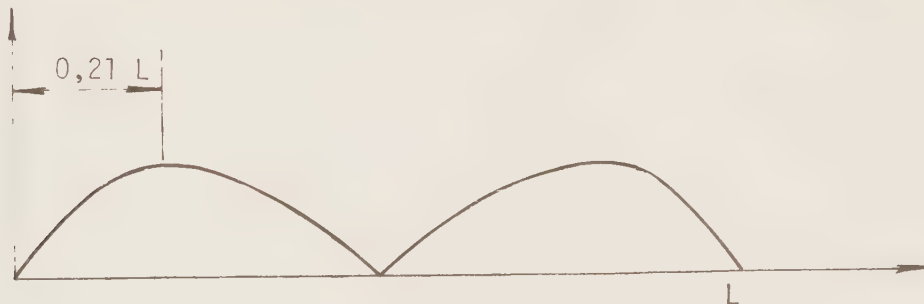
Siège 21 Nord D 500
BEAUMONT

Photo N° 1.

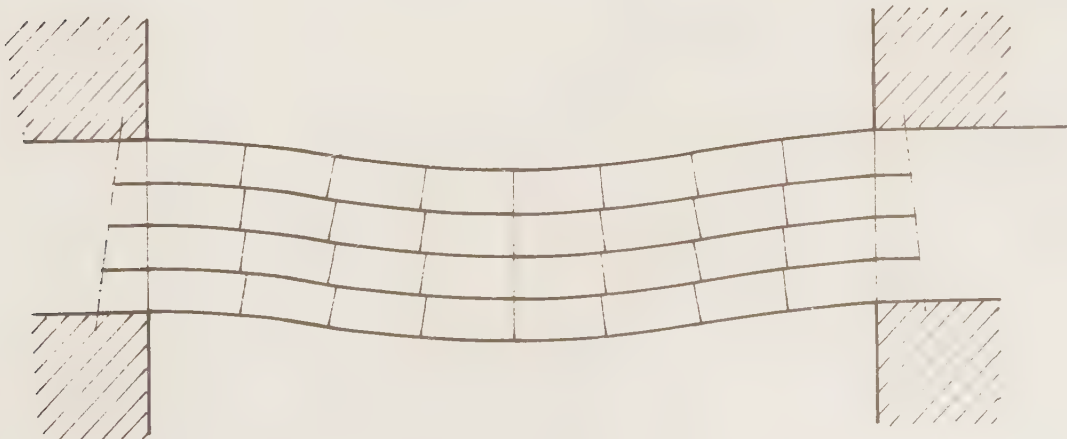
- Déformation d'une poutre par flexion -



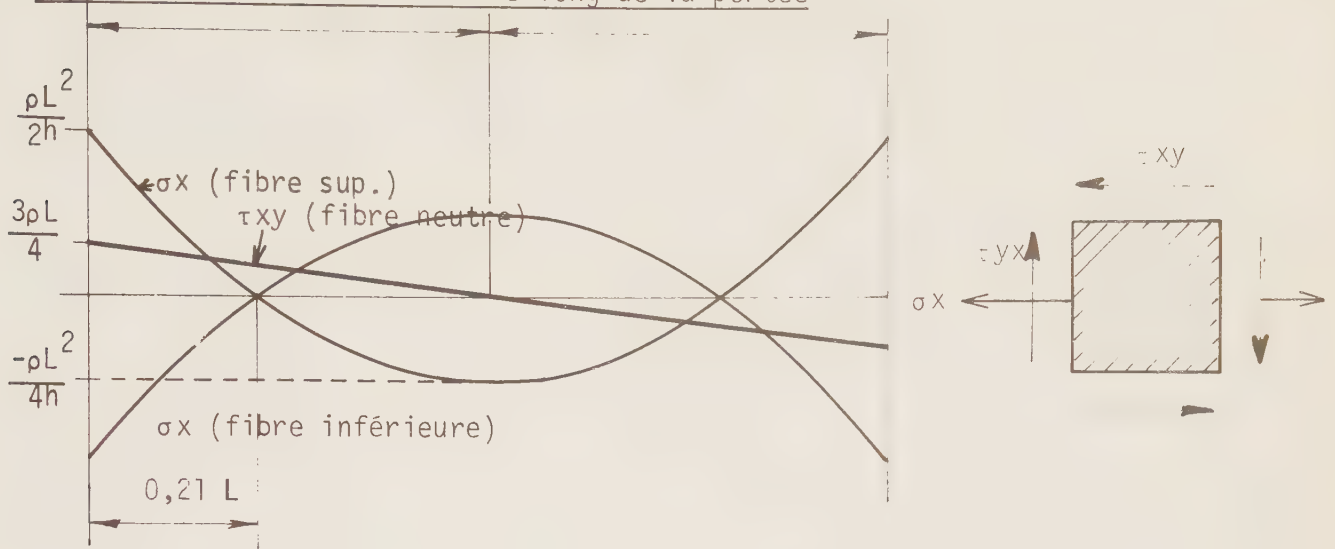
- Répartition des déplacements sur une fibre externe le long de la portée -



- Déplacements relatifs de poutres superposées -

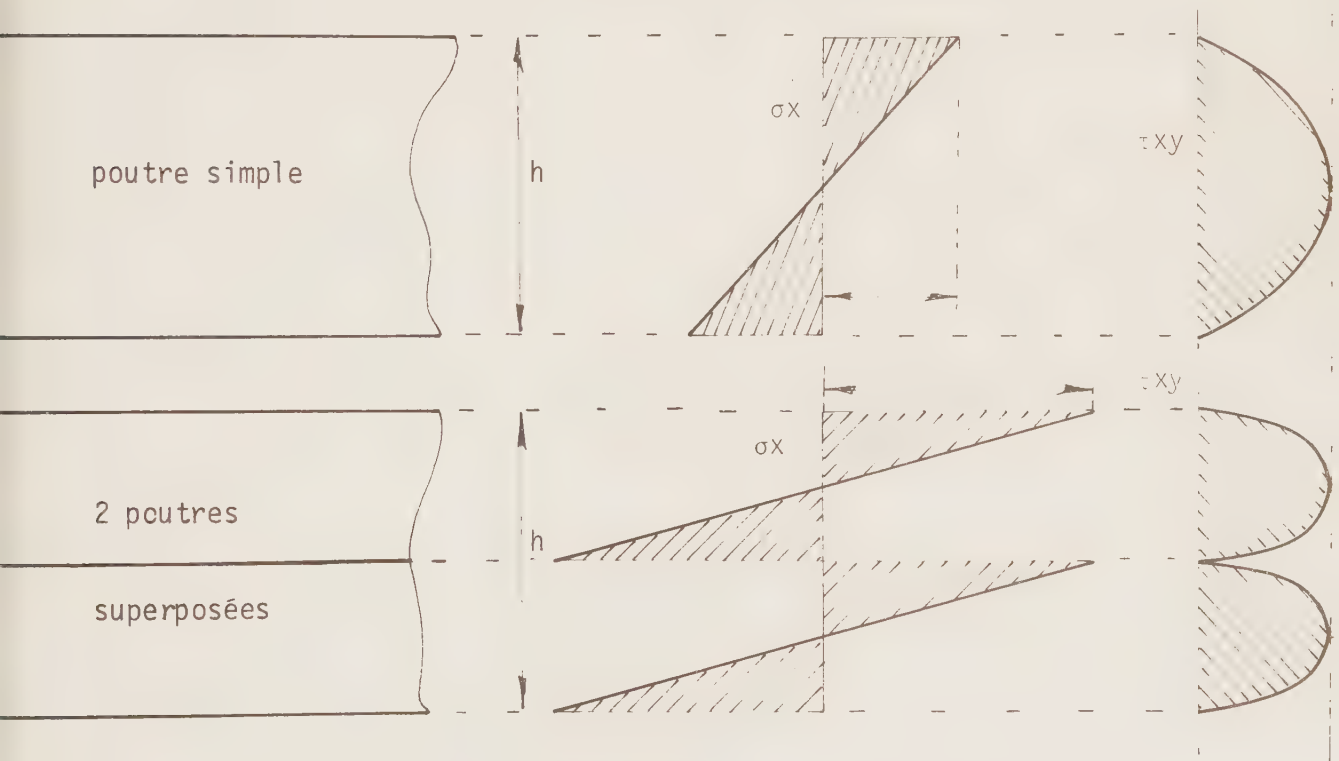


- Répartition des contraintes le long de la portée -



- Répartition des contraintes sur une section verticale -

portée = L



- Exemple numérique : maxis de σ_x et τ_{xy} au parement

$$\rho = 2.10^{-3} \text{ kg/cm}^3$$

$$L = 4\text{m}$$

Résistance à la traction 40 kg/cm^2
 limite élastique 10 kg/cm^2

Résistance au cisaillement 60 kg/cm^2

h (m)	σ_x kg/cm^2	τ_{xy} kg/cm^2
1,80	0,9	0,6
0,15	10,6	
0,05	32	

d'un glissement des strates l'une sur l'autre et cela est contrecarré par les forces de frottement.

C'est en application des mêmes principes que s'explique l'effet de renforcement du boulonnage, qui intervient en s'opposant à la fois au décollement et au glissement des strates. Certes, le boulon à résine n'exerce pas initialement de contrainte sur les terrains, mais il ne s'allonge que de quelques mm avant d'atteindre sa limite élastique. Il réalise donc une solidarisation effective des différents bancs, dont un aspect est de suspendre les bancs minces et fragiles, dont de répartir sur l'ensemble les risques de surcharges. Mais la conséquence essentielle du maintien en contact des surfaces des strates est de créer entre elles un frottement interne empêchant leur déplacement relatif. Venant renforcer cette action, s'ajoute le fait que tige et résine remplissent entièrement les trous sans laisser de jeu. Dans la mesure où ces objectifs sont atteints, la poutre boulonnée se comporte de la même manière qu'une poutre unique.

L'intérêt de ce résultat est mis en évidence par la répartition des contraintes sur la figure 90 où l'on compare un assemblage de 2 poutres identiques et sans frottement à une poutre simple de même épaisseur. On constate que dans ce dernier cas, sur des sections verticales, la contrainte normale σ_x est divisée par 2 tandis que la flèche est 4 fois moindre. Quant aux contraintes de cisaillement τ_{xy} , leur valeur maximale est la même, mais n'est atteinte qu'une seule fois, au milieu.

Ceci étant, on remarque également la position des zones qui restent les plus chargées. Il s'agit d'abord de la partie supérieure de la poutre, à l'aplomb des parements, où la roche subit les plus fortes tensions. Un rapide calcul nous montre que si le poids seul intervient, on ne dépasse la limite élastique que pour une épaisseur de l'ordre du décimètre (avec portée de 4 m). Par ailleurs, c'est aux deux extrémités de la poutre, au voisinage de la fibre neutre, que le cisaillement est le plus fort. Mais il ne présente dans notre hypothèse aucun danger pressant. Bien avant de menacer la roche de rupture, il va se manifester suivant le plan de la stratification, qui lui

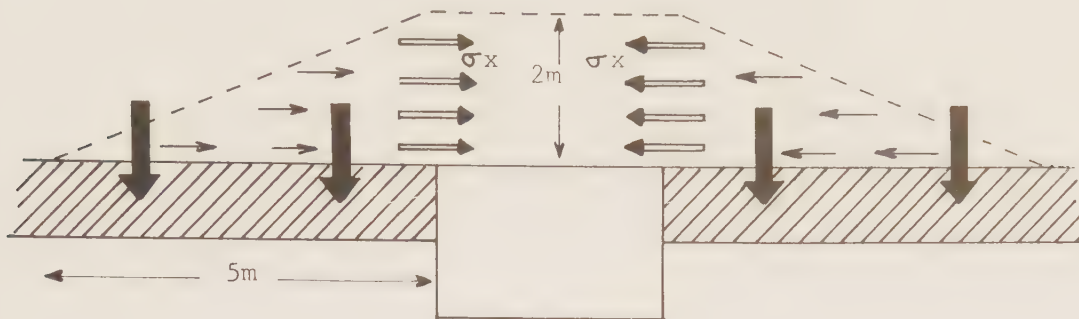
offre une résistance beaucoup plus faible, en suscitant le glissement ou le délitage des bancs de cette région.

On peut ajouter que, par rapport à ces problèmes de flexion, certaines dispositions complètent très efficacement le boulonnage. Ainsi, la bille solidement amarrée aux boulons s'oppose à l'allongement de la fibre inférieure et par suite au fléchissement de l'ensemble. Quant à la présence d'un étai médian, il est évidemment bien adapté pour réduire radicalement les contraintes de la poutre, puisqu'il tend à en réduire de moitié la portée. Comme nous l'avons déjà vu, le bien fondé de ces remarques a été vérifié expérimentalement.

Il nous reste à tenir compte, en plus du poids des roches, d'un facteur parfois prépondérant : les poussées latérales qui s'exercent sur la poutre boulonnée. Elles sont la conséquence du "fluage" de la veine. En effet, en se déplaçant vers le vide de la voie, le charbon exerce sur les épontes des forces de frottement et éventuellement les entraînent. Ces poussées peuvent être considérables, mais leurs effets sont très différents suivant la manière dont elles sont transmises et réparties dans les bancs supérieurs. Par exemple, on peut s'attendre à un rôle néfaste des passées charbonneuses qui, facilitant le glissement, font absorber une part bien plus forte de la charge aux premiers bancs du toit. Toutefois, moyennant quelques hypothèses, on peut approcher l'ordre de grandeur des contraintes induites dans le bas toit (Fig. 91), qui s'avèrent pouvoir facilement dépasser la limite élastique.

Ces contraintes sont donc capables de déterminer une fissuration du toit par simple compression (59). La contrainte verticale restant faible, sur les premiers mètres au-dessus de la voie, l'augmentation des poussées latérales va créer des fissures suivant des plans horizontaux (perpendiculaires à la contrainte la plus petite) ce que facilite d'ailleurs la stratification en affaiblissant précisément la résistance suivant cette direction. Il en résulte une expansion d'autant plus grande du terrain qu'il est moins comprimé verticalement. C'est là qu'intervient le boulon, à la manière d'une frette. Après quelques mm d'allongement, il exerce dans sa zone d'influence une compression qui limite les progrès de la fissuration.

— CONTRAINTES INDUITES PAR LES POUSSEES LATERALES



Hypothèses: Les forces de frottement nées sur 5m de part et d'autre de la voie se repercutent uniformément sur une poutre de 2m de haut.
Coefficient de frottement (charbon, toit)=0,5
Pression verticale: de 50 kg/cm² au parement
à 100 kg/cm² à 5 m de la voie

Résultat : $\sigma_x = 94 \text{ kg/cm}^2$ (à noter : limite élastique = 100 kg/cm²)

— FLAMBEMENT DE LA POUTRE ENCASTREE

Le flambement se produit si $K \cdot \sigma > \sigma_e$

avec
$$K = (0,5 + 0,65 \frac{\sigma_e \cdot \lambda^2}{\pi^2 E}) + \sqrt{(0,5 + 0,65 \frac{\sigma_e \cdot \lambda^2}{\pi^2 E})^2 - \frac{\sigma_e \cdot \lambda^2}{\pi^2 E}}$$

$\lambda = \frac{L \sqrt{3}}{h}$ (si poutre encastrée) et $\lambda = \frac{2L \sqrt{3}}{h}$ (si appuis simples)

$e = 100 \text{ kg/cm}^2$, limite élastique

$E = 20\,000 \text{ kg/cm}^2$, module d'élasticité

	h m	λ	K	σ critique = $\frac{\sigma_e}{K}$
portée L = 4m	0,50	14	1	100 kg/cm ²
	0,20	35	1,4	70 "
	0,10	70	3,5	30 "
	0,05	140	14	7 "

Par ailleurs, ces poussées sont susceptibles de provoquer le flambement des strates. Ce phénomène se manifeste fréquemment au daisne, qui n'est pas renforcé, sous la forme d'un soufflage spectaculaire. Compte tenu des estimations précédentes, on peut penser que le risque de rupture par flambement est très sérieux quand l'épaisseur du banc ne dépasse pas une dizaine de cm, pour une portée de 4 m (Fig. 91). Le coefficient de flambement variant suivant le carré de l'élancement de la poutre, on voit combien le terrain est vulnérable face à la fissuration qui diminue l'épaisseur de ces strates. Dans la mesure où le boulonnage solidarise ces poutres minces, on obtient un assemblage boulonné d'épaisseur bien suffisante pour être à l'abri de ce danger.

Contrôle de la poutre

Quelle est la réalité de la structure et du système de forces que nous avons décrits ? Du fait de la stratification, la référence à une poutre composée est tout à fait légitime au départ et se justifie d'autant plus que l'ouvrage reste proche de l'état initial des terrains c'est-à-dire que les mouvements sont réduits. Outre ces déductions faites de la nature du milieu, le modèle tire l'essentiel de sa validité et de son intérêt du fait qu'il donne une explication claire du rôle du boulonnage et qu'il rend bien compte de nombreuses observations. Par exemple il permet d'interpréter la plupart des phénomènes d'expansion du toit.

Ainsi, le cas fréquent d'expansions faibles, rapidement amorties ou même stationnaires peu après le creusement, peut s'interpréter à partir du fléchissement initial du toit : un léger déplacement relatif entre strates s'accompagne, même si le contact subsiste, d'un décollement ; il en résulte une expansion du toit qui est freinée à mesure que s'accroît la tension des tiges et que la poutre boulonnée prend son équilibre. Quand aux expansions plus fortes, elles peuvent s'expliquer par l'effet des poussées latérales, agissant entre les boulons dans les zones les moins bien frettées. De même on peut supposer que les démarrages tardifs de l'expansion se déclenchent lorsque la fissuration ayant progressé assez loin dans la veine, les forces latérales ont atteint un niveau suffisant pour modifier l'équilibre du toit boulonné.

Si l'on admet ce schéma explicatif, il est logique de prendre comme objet du contrôle la résistance de la poutre considérée. Elle est, à portée constante, déterminée par le nombre et l'épaisseur des éléments indépendants qui constituent la poutre. Ce qui provoque alors l'affaiblissement et qu'il s'agit de surveiller, c'est d'abord le relâchement de l'effet de solidarisation du boulonnage, qui rend aux strates leur autonomie ; c'est ensuite, éventuellement, la division de ces strates en bancs plus minces.

Or ce processus se manifeste par les décollements entre bancs et l'apparition de fissures, c'est-à-dire par l'expansion du toit qu'il est facile de mesurer. Voilà qui donne une justification précise à la surveillance du toit boulonné par mesure de son taux d'expansion.

Mais pour être complet, le contrôle doit aussi tenir compte de l'autre facteur, la portée de la poutre, qui est liée au comportement des appuis.

Les appuis

Or, les appuis sur lesquels repose la poutre n'ont pas des caractéristiques constantes. Ils se déforment avec le temps et leur tenue dépend principalement de celle de la veine, plus friable et moins résistante généralement que les roches des épontes.

Cette évolution se manifeste par le déplacement du charbon vers le vide de la voie. Nous avons déjà souligné le rôle important des forces de frottement qui en résultent. Ce qui nous intéresse à présent, c'est que ce déplacement est le corollaire de la fissuration qui progresse dans la zone détendue du massif.

En vue de préciser ce phénomène, on peut noter que dans les HBNPC, l'expansion mesurée entre 0,70 m et 1,80 m est en moyenne de 22 % du fluage superficiel total (58). Cela signifie en particulier que la fissuration s'étend sur plus de 5 m de part et d'autre de la voie, en étant maximale près des parements. Il correspond évidemment à cette dégradation des appuis une portance moindre, qui éventuellement s'annule aux endroits affectés par le délavage de la veine. Pratiquement, cela se traduit par un élargissement de la portée du toit.

Les conséquences en sont un affaiblissement de la poutre sous plusieurs aspects. Le coefficient de flambement est ainsi augmenté et le flambement peut intervenir si par ailleurs la poutre s'est déjà feuilletée. Mais au cas même où le boulonnage assurerait une solidarisation parfaite, les contraintes normales, en particulier les tensions maximales, sont accrues suivant le carré de la portée, tandis que le cisaillement augmente proportionnellement. Ce n'est donc pas négligeable si l'on admet que les appuis en l'absence de troussage peuvent facilement reculer de plus d'un mètre à chaque parement. Or cela s'aggrave du fait que les zones critiques au-dessus des appuis sont ainsi reportées au delà des boulons obliques, rendant ces derniers inopérants face aux ruptures éventuelles.

Il s'avère donc nécessaire de contrôler, en plus de la poutre elle même, la cohésion des parements. On pourrait envisager de mesurer l'expansion du charbon, sur les 2 premiers mètres par exemple. Mais il est plus simple de mesurer le fluage superficiel qui rend compte de cette expansion, tout en nous renseignant plus globalement sur les progrès de la fissuration dans le massif.

Il peut paraître étonnant que cette nécessité ne soit pas apparue dans les chantiers des HBL, où pourtant l'accord entre le modèle précédent et la réalité a été des plus satisfaisant. Même en admettant que le charbon y soit moins friable que dans les HBNPC et les toits meilleurs, il faut en chercher la raison dans le fait que le traitement des mézières, par boulonnage et grillage, y a été systématique.

LES MECANISMES DE RUPTURE

Le modèle précédent a permis de justifier quelques mesures simples de contrôle du toit, essentiellement contrôle des causes d'accroissement des contraintes. En particulier, a été supposée la continuité des bancs même en cas de feuilletage et, par conséquent, la réalité s'écarte du modèle dès que surviennent des ruptures. Nous allons maintenant examiner cette éventualité et envisager les différentes voies possibles menant à la rupture des bancs du toit et au passage d'une structure continue à un assemblage de blocs.

Dans le cadre du modèle précédent, nous pouvons prévoir ce qui se passera à la suite du processus d'affaiblissement de la poutre. C'est probablement à l'aplomb des parements, où la flexion induit les plus fortes contraintes, que les premières ruptures vont se produire. L'encastrement disparaît alors, ce qui rend le banc affecté beaucoup plus vulnérable et prêt à se casser : soumis à son poids, il subit au milieu de sa face inférieure une tension doublée (donc égale à celle qui l'a rompue aux parements), tandis que diminue sensiblement sa résistance au flambement. Ces bancs morcelés vont surcharger les poutres adjacentes, accroissant à la fois leur fléchissement et leur cisaillement, favorisant la poursuite de la dégradation. Les données sont dès lors profondément modifiées, mais il faut remarquer que le contrôle prévient ici avant les ruptures, par les mesures d'expansion sinon par un important fluage. C'est, nous l'avons vu, ce qui se passe généralement aux HBL et qui assure au modèle de poutre stratifiée un champ de validité étendu.

Or, particulièrement dans les HBNPC, se présentent des cas de comportements plus ou moins éloignés de ce modèle. Ainsi, l'analyse des incidents nous a montré que la situation pouvait devenir dangereuse (ruptures, fragmentation) sans que les mesures préconisées en témoignent, c'est-à-dire sans que l'on soit passé par les étapes décrites précédemment (feuilletage, délavage ...). De même, on a souvent constaté l'apparition spontanée de fissures longitudinales au milieu de la voie, sans que cela prête à conséquence. Par ailleurs, les glissements horizontaux de strates, mis en évidence par le blocage des broches ou la fermeture des trous d'endoscope, sont le signe d'un comportement dissymétrique et suppose l'existence de discontinuités. Ces ruptures précoces contredisent le schéma précédent. Pour rendre compte de ces faits, il nous faut remettre en question les hypothèses : tantôt les compléter en considérant des charges nouvelles s'exerçant sur la poutre, tantôt admettre qu'il s'agit d'autre chose que d'une poutre stratifiée.

Si l'on se réfère aux ordres de grandeur des contraintes calculées précédemment, on constate qu'il faut surcharger fortement la poutre initiale

pour la mettre en danger telle quelle. Cela nous amène à prendre en considération l'action des terrains susjacentes. A moins d'avoir affaire à un toit massif, on peut juger la poutre boulonnée plus rigide que les bancs non solidarisés qui la surmontent et qui viennent donc reposer sur elle. L'appréciation de cette charge est difficile, d'autant plus que nos connaissances du toit ne dépassent généralement pas 2,40 m. Notons seulement qu'en moyenne (d'après 58) le coefficient d'expansion est moins fort de 1,80 à 2,40 m que dans la zone inférieure, ce qui témoigne du rôle des poussées latérales. Nous ne disposons donc d'aucune mesure reflétant directement ces forces, mais nous pouvons leur fixer une limite approximative. A ce stade, les strates susjacentes assurent par elles-mêmes une bonne partie de leur portance et la force qu'elles exercent sur la poutre boulonnée est donc inférieure au poids des roches contenues dans une voûte de décharge fictive, celle qui s'établirait après fragmentation des strates. Les cloches d'éboulement observées aux HBNPC (voies de 3 m) ne dépassant pas 3,50 m, une telle surcharge ne fait que doubler, au maximum, les contraintes dans la poutre. Comme le montre l'exemple numérique (Fig. 90), cela ne constitue donc pas un danger pour une poutre boulonnée gardant sa cohésion.

Pour certains incidents, il faut donc chercher ailleurs l'origine de contraintes assez fortes pour briser la poutre. On conçoit que des irrégularités dans la structure des terrains (accidents tectoniques, stots ...) déterminent localement des surcontraintes. Mais au cas même où la cause probable a été identifiée, il n'a pas toujours été possible d'en expliquer le mode d'intervention, encore moins de l'apprécier quantitativement. Cependant, nous pouvons proposer un mécanisme susceptible d'éclairer un certain nombre de cas. Nous avons rappelé précédemment (cf. où boulonner ?) que les terrains influencés par des limites d'exploitation étaient soumis à de fortes contraintes verticales, et que leur détérioration était couramment observée. Dans ces conditions une fissuration dans le plan vertical pourrait alors se développer jusqu'à ce que la contrainte principale horizontale croissant à mesure que se dilate le terrain, atteigne une valeur d'équilibre, (environ le quart de celle verticale d'après 59). Vue la forte anisotropie du milieu, cette compression suivant le plan de stratification suffit à provoquer le délitage

des strates dans une large zone détendue, même partiellement, au-dessus de la voie (susceptible de dépasser 5 m de haut, du moins la hauteur d'une cloche d'éboulement). Cette dilatation du terrain ne sera freinée, voire équilibrée, que par l'effet du soutènement, en l'occurrence par la réaction verticale de la poutre boulonnée. Le calcul montre que ces hypothèses conduisent à une charge de plusieurs dizaines de kg/cm², qui est considérable par rapport au poids de la poutre (< 5 kg/cm²) et qui met en cause directement sa résistance. Du point de vue pratique du contrôle, il est clair que ce phénomène se manifeste sur les mesures d'expansion faites assez haut, par exemple à 4 m. La naissance d'une expansion notable dans une zone généralement stable serait un signe d'alerte. Il est à noter que nous rejoignons ici un adage traditionnel du contrôle d'après lequel est jugé dangereux un toit dont l'expansion ne décroît pas à mesure qu'on s'enfonce dans l'intérieur des terrains.

Enfin, nous ne devons pas négliger une autre éventualité concernant non plus les efforts à supporter mais l'état initial du toit boulonné. C'est que des fractures verticales peuvent diviser les bancs dès avant le creusement, sous l'effet de divers facteurs d'exploitation. Si elles n'affectent que des zones comprimées, ces fissures ne modifient pas de manière sensible le comportement du toit. Sinon le modèle de la poutre n'est plus adapté à décrire la situation. La résistance à la traction étant alors nulle à l'endroit des fissures, le toit n'est donc plus en mesure de supporter la flexion. De même, n'est plus assurée la résistance au cisaillement sur les sections intéressées, ce qui fait reporter tout l'effort tranchant sur les bancs intacts éventuels. Il apparaît donc important de prévoir ces phénomènes, c'est-à-dire de déceler à temps les discontinuités. Or, pratiquement, nous sommes très démunis devant ce problème. Même à l'endoscope, il est malaisé de mettre en évidence des fissures fermées, encore plus de savoir quelle importance leur attribuer, à quoi s'ajoutent les difficultés liées à l'orientation verticale des fissures à repérer. En fait, nous sommes réduits à l'observation visuelle superficielle du toit. Elle est en général insuffisante, l'examen des fissures superficielles renseignant très partiellement sur l'ensemble du

toit boulonné. Toutefois, on découvre ainsi les cas les plus avancés, qui présentent au creusement une fragmentation apparente, voire des chutes de blocs.

Quelles conclusions en tirer pratiquement ? Ces discontinuités de la structure du toit sont-elles toujours la source d'un danger imminent justifiant des mesures particulières ? Certes, nous verrons plus loin dans quelles conditions certaines ruptures provoquent directement l'éboulement. Mais peu de chantiers sont exempts de traces apparentes de fissuration à la surface du toit et l'expérience a montré que l'on ne pouvait attacher de signification particulière à la simple constatation de discontinuités dans les strates.

Pour définir un contrôle sélectif, il faut donc aller plus loin dans l'analyse du toit fissuré. Nous allons d'abord expliquer la relative innocuité des ruptures dans le toit par l'intervention de mécanismes modérateurs, favorisés par le boulonnage et grâce auxquels la dégradation est le plus souvent progressive.

L'EQUILIBRE DU TOIT APRES RUPTURE

Tout d'abord, il faut considérer que des blocs juxtaposés du toit peuvent trouver un équilibre, même qu'ils n'ont pas d'autre lien qu'un contact tangent. Prenons l'exemple des deux blocs résultant de la rupture de la poutre aux points de traction maximale. Ils commencent à basculer l'un vers l'autre, puis se coincent dans une position oblique, prenant appui aux extrémités de leurs diagonales (Fig. 92). L'équilibre repose alors sur le maintien d'une zone en compression, qui constitue une véritable arche naturelle. Les poussées latérales renforcent cette structure en rapprochant les blocs, compensant ainsi l'écrasement de la roche aux angles. On peut d'ailleurs admettre, suivant un principe un peu différent, que dans

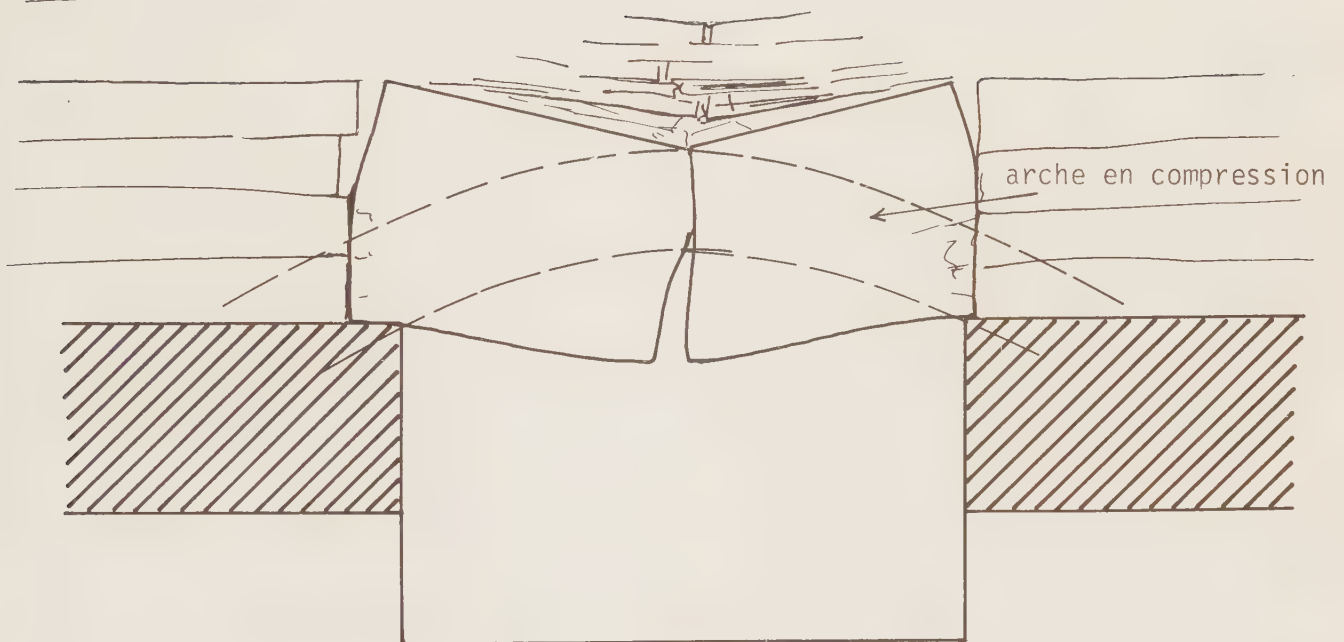
certains cas c'est le frottement intense créé par ces poussées entre les blocs qui en assure la tenue (Fig. 92). Les boulons gardent le rôle déterminant d'assurer la cohésion des blocs qui, sans eux, seraient vite délités, surtout en compression oblique (cisaillement). En général, la division en blocs ne se réalise pas suivant un schéma aussi simple, ce que montrent les fissures parcourant le toit. Les blocs sont souvent plus nombreux et moins réguliers, mais on peut appliquer à leur comportement les mêmes principes, comme semblent le montrer les essais de stabilité de maquettes faites de briques simplement accolées (55).

L'équilibre de cet assemblage, au fond, est évidemment relatif, et le système va évoluer suivant les pressions subies et la dégradation de ses constituants. De même que nous l'avons décrit pour la poutre, sous l'effet de la compression et aussi du cisaillement, chaque bloc va progressivement se feuilleter, et se fragmenter aux points de contact. Il s'ensuit un affaissement, dont la répétition au delà d'un certain seuil peut finalement amener l'instabilité et l'écroulement de l'ensemble. Le contrôle peut être fondé sur des mesures d'expansion, dont l'intérêt est double : d'une part informer de la cohésion du bloc, d'autre part représenter son affaissement. Pour ce faire, la mesure doit rendre compte des décollements affectant la zone immédiatement susjacente, ce qui justifie un dispositif d'au moins 2,40 m de profondeur. On peut aussi imaginer des dispositifs obliques au-dessus des parements, pour juger des contacts latéraux, mais il faut souligner la difficulté d'obtenir des mesures saines dans un terrain dès lors perturbé.

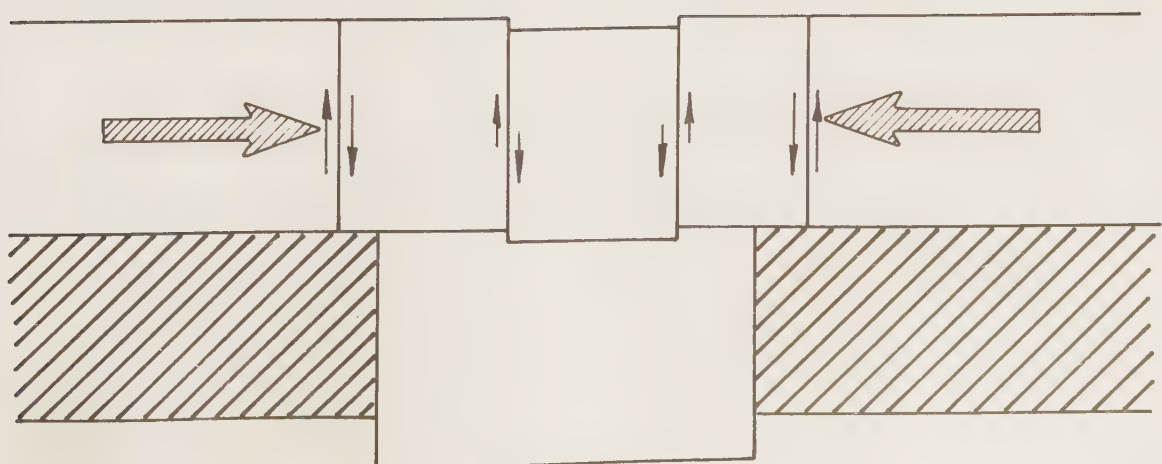
Par ailleurs ne doivent pas être oubliées les nombreuses liaisons qui subsistent entre les différents blocs. Il est rare que les cassures soient franches, coupant nettement la poutre sur toute sa hauteur. En effet, les strates présentent une résistance variable suivant leur épaisseur, leur nature, sont exposées différemment aux sollicitations extérieures et ne

EQUILIBRE DES BLOCS DU TCIT

- par arche naturelle -



- par frottement -



réagissent donc pas de la même façon. De ce fait, elles ne se rompent pas toutes au même instant, ni le long d'une même section. Il en résulte une imbrication qui s'étend plus ou moins profondément de part et d'autre de la cassure moyenne. Ce phénomène, s'ajoutant aux effets du frottement, est un élément prépondérant de retenue des blocs du toit. Il permet une résistance résiduelle au cisaillement qui est d'un grand intérêt pour éviter que le toit ne cède à l'aplomb des parements, en particulier si les poussées latérales font défaut (au passage de taille par exemple). Cet effet se prolonge assez longtemps et il explique que, même après une fragmentation assez poussée, les boulons ne regroupant plus que des blocs irréguliers, morcelés, la cohésion du toit boulonné se manifeste encore : c'est le cas par exemple de Beaumont 500 (photo 88). Le rôle du grillage est alors remarquable : retenant les cailloux superficiels, il empêche la désagrégation de proche en proche. La difficulté, quant au contrôle du toit, est d'apprécier la qualité de cette liaison, ce pour quoi nous n'avons disposé d'aucune mesure. Des renseignements partiels, cependant, pourraient être tirés de l'expansion oblique des terrains près des parements. On peut supposer en effet que la liaison décroît avec la fragmentation autour de la zone de rupture. Mais l'expérience nous manque pour appuyer cette interprétation.

Nous venons d'exposer des mécanismes qui rendent compte de l'évolution du toit dans la plupart des cas observés et des moyens de contrôle plus ou moins fiables permettant de suivre les progrès de cette dégradation. Dans ce cadre, l'incident est supposé n'être que l'aboutissement d'un processus assez lent sur lequel peut porter la surveillance. Il nous reste à envisager les cas d'incidents plus brutaux, qui ont généralement mis en échec les moyens habituels de prévision.

LES EBOULEMENTS AU CREUSEMENT

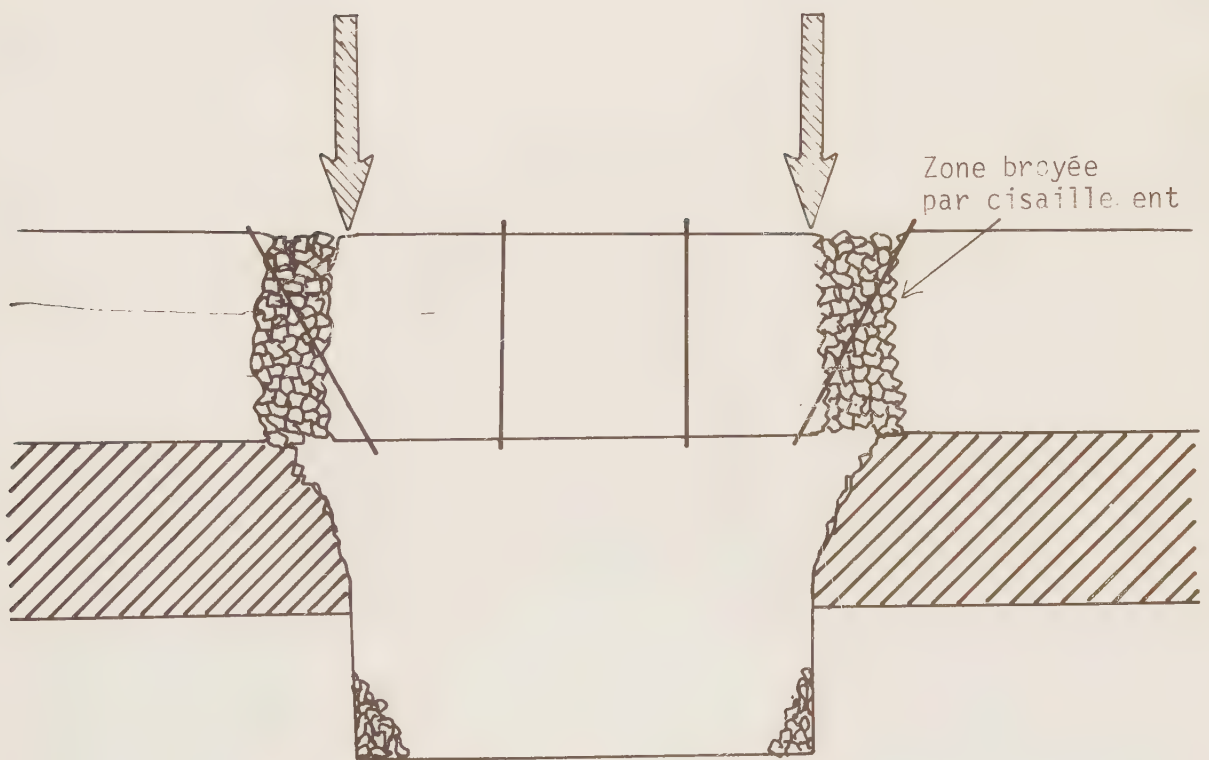
L'expérience des éboulements (cf. annexe II) nous amène en effet à préciser la phase ultime de détérioration du toit au creusement, en particulier dans les cas les plus dangereux, où le contrôle n'a pas décelé une évolution trop rapide ou hors de portée des mesures pratiquées. On peut

schématiquement distinguer deux types de comportement, suivant l'état final du toit. Tantôt c'est un bloc compact, coupé net, qui s'affaisse : Coecilia 66, Geneviève 10. Tantôt le toit s'éboule en un cailloutis, comme dans Lazare 160.

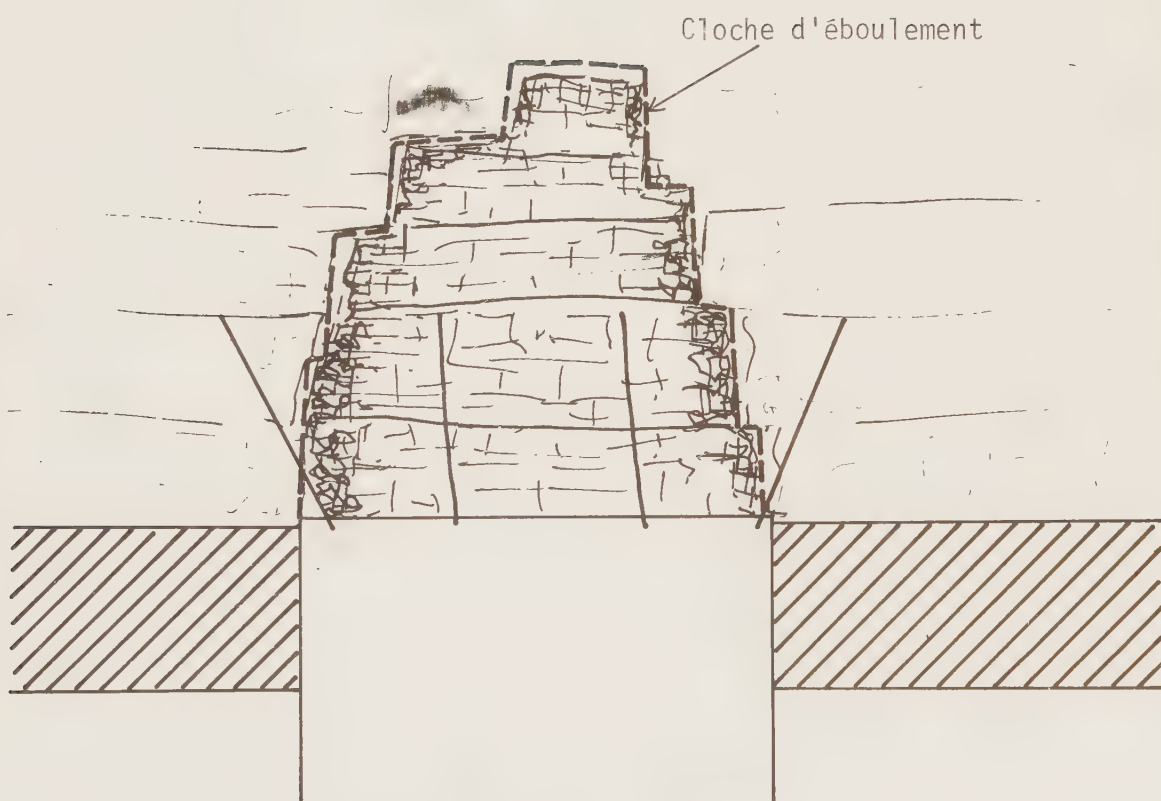
Dans le premier cas (Fig. 93), la poutre boulonnée peut conserver l'essentiel de sa cohésion, comme il a été constaté : expansion faible ou nulle, continuité des strates ... Le phénomène principal l'affecte à sa périphérie, là où elle se détache des terrains environnants, de ses supports. La séparation se fait dans le voisinage des boulons latéraux, que nous avons vus venir avec l'éboulement. Cette position tient à plusieurs raisons. C'est là en effet que décroît l'effet de renforcement des boulons et, aussi, que siègent les plus fortes contraintes dans la poutre, près de ses appuis. La résistance du bord de la veine, donc la qualité du troussage, joue un rôle important : le délavage reporte les efforts au delà des boulons (Coecilia 66) et une veine friable n'est pas capable de s'opposer à la descente du bloc même si elle ne s'est pas délavée au préalable (Geneviève 10). Au contraire, dans le cas d'un appui très résistant, la coupure ne pourrait se faire qu'à l'aplomb des parements, ce qui est plus difficile du fait de la portée plus courte et de ce que les boulons latéraux, solidement ancrés, jouent pleinement leur rôle : en particulier, s'il s'agit d'un cadrancré, ils vont retenir le toit par l'intermédiaire de la bille, ce qui s'est produit dans Lazare 160 au passage de taille.

Que de telles ruptures puissent se produire, nous en avons déjà justifié l'éventualité. Ce qui importe ici et qui diffère du cas général, c'est la disparition brusque des liaisons et l'absence de mécanismes de freinage, qui permettent la chute. Mise à part la venue de roches très morcelées à l'endroit de la coupure dans Geneviève 10, nous n'avons pas d'observations précises à ce sujet, mais il ne semble pas que soit en cause une nature de roche particulière. L'anomalie réside essentiellement dans le système des forces appliquées au toit : au-dessus des parements, un effort tranchant suffisant pour briser les liens résiduels et vaincre les forces de frottement, ce qui est éventuellement facilité par la faiblesse des poussées latérales.

ÉBOULEMENT PAR CISAILLEMENT DE LA POUTRE



ÉBOULEMENT PAR VOUTE DE DÉCHARGE



La cause est généralement liée à des facteurs connus des terrains susjacents (stot dans Coecilia 66) mais elle est exceptionnellement restée indéterminée dans Geneviève D 10, où pourtant un fort gradient des mouvements a pu témoigner à l'avance d'une pression particulière. Il est à noter que dans ces deux cas ont été remarqués lors de l'incident ou la veille, des grondements sourds dans les terrains, qui sont le signe de la participation du haut-toit, probablement atteint de graves ruptures. L'ampleur des masses mises en jeu explique alors la puissance et la rapidité de l'action sur le toit de la voie.

De ces connaissances incomplètes, ressort la difficulté de la prévision. Certes, nous avons déjà précisé les moyens de contrôler certains éléments d'accroissement de la pression (expansion à 4 m), ou la naissance d'une cassure (expansion oblique). Le contrôle des mézières s'impose particulièrement. Cependant, du fait de la rapidité du phénomène et de l'expérience insuffisante que nous en avons, il semble que l'on doive appuyer ce contrôle sur des mesures de prévention. D'une manière générale, on connaît les chantiers les plus exposés (cf. où boulonner ?), et les réflexions précédentes mettent en évidence l'intérêt du troussage des mézières et du cadrancré pour éviter les surprises.

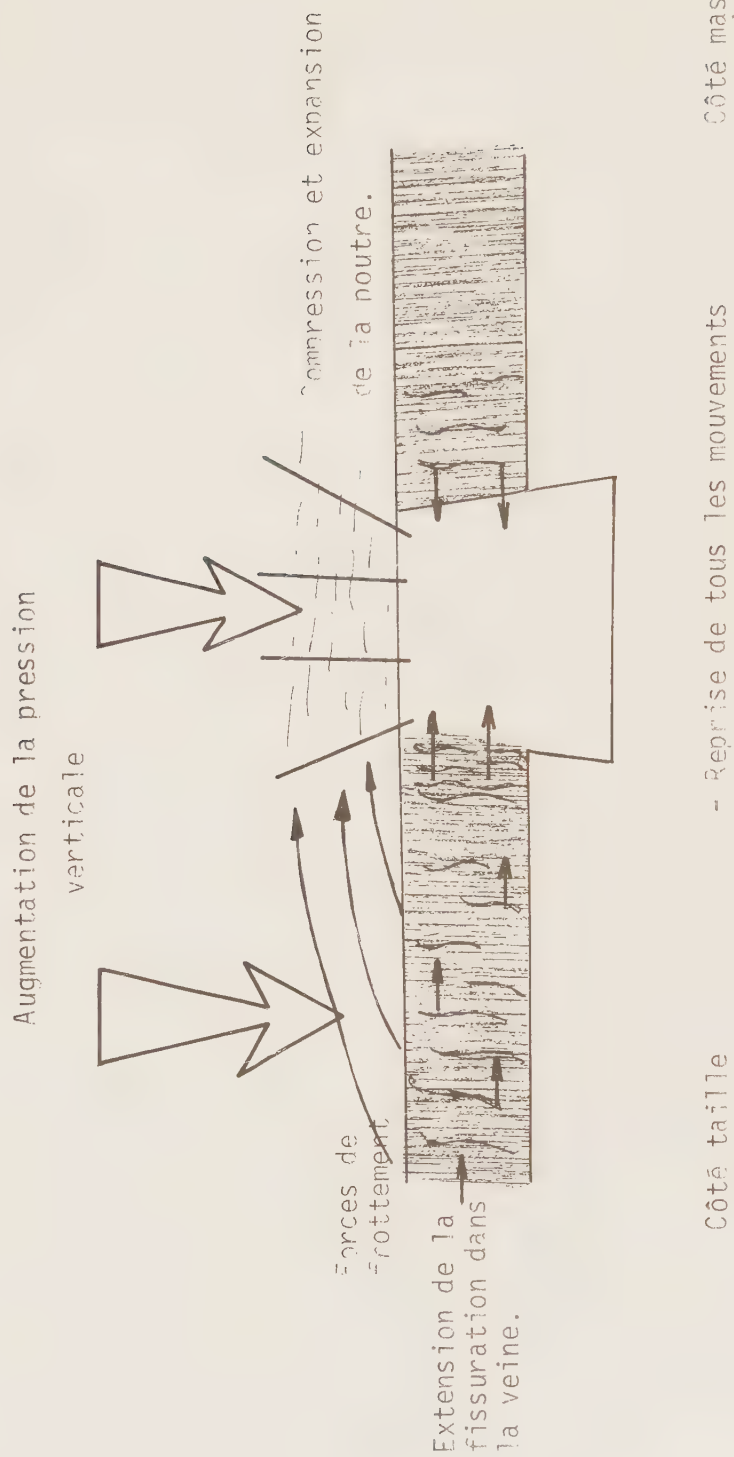
D'autre part, peuvent intervenir les défournements qui font apparaître une cloche d'éboulement à l'intérieur de laquelle les roches sont désagrégées (Fig. 94). Par rapport au cas précédent, se présente une différence de principe fondamentale : la cause première de l'incident n'est plus une intervention extérieure directe, mais réside dans l'état du bas toit, qu'il suffit de soumettre à son propre poids. Ici le toit boulonné s'est fragmenté, à tel point que la liaison du boulon à la roche en est amoindrie, et que d'un boulon à l'autre la solidarisation du terrain n'est plus assurée. On ne peut donc plus distinguer de "poutre", et la zone boulonnée est englobée, à la base d'une voûte de décharge, dans un volume de roches détendues et sans cohésion qui vont se détacher du terrain environnant.

On peut aboutir progressivement à cette situation à mesure que l'état des strates boulonnées se détériore de diverses manières déjà exposées. Dans ce cas, il est fort probable que cette évolution se sera signalée plus tôt sur les mesures d'expansion, puis sous forme de décollements et de chutes superficielles du toit, bien qu'un soutènement de renfort puisse prolonger une tenue correcte du toit et masquer ce phénomène. Mais il n'en est pas toujours ainsi, comme le montrent les éboulements dans Lazare 160 : les terrains ont été très fragmentés au préalable par des conditions particulières d'exploitation susjacente, des infiltrations d'eau aggravent cet état, et de plus les boulons n'ont pas une prise efficace sur la roche. On se trouve donc initialement dans une situation critique, rapidement mise en évidence par la chute d'un bloc et par l'aspect du toit pesant sur le grillage, et qui conduit à boiser un cadrage de renfort.

L'incident ne prend donc pas au dépourvu, mais la question est de savoir si l'éboulement va se déclencher et à quel moment. Sachant que l'expansion à 2,40 m ne nous a pas prévenus dans Lz 160, on peut supposer que la roche est suffisamment morcelée au départ dans la partie boulonnée pour en permettre l'éboulement sans grande expansion supplémentaire. Ce sont les bois de renfort qui soutiennent alors cette masse sans cohésion. A mesure de sa descente, des blocs périphériques se déplacent, perdent alors leurs liens réciproques et ce phénomène gagne en profondeur jusqu'au bord d'une voûte d'environ 3,50 m de haut. A un moment donné, les blocs supérieurs se décollent de la voûte, s'ajoutant à la masse rocheuse qui fait enfin céder sous son poids les dernières liaisons latérales et le cadre de renfort. Cela nous conduit à considérer la progression de l'expansion vers le sommet comme un signe révélateur de la formation de la cloche d'éboulement. Bien que nous n'ayons pas eu de telles mesures pour le vérifier, nous pensons donc que l'expansion entre 2,40 m et 4 m (point fixe, en dehors de la cloche), déjà préconisée par ailleurs, peut être un objet adéquat de la surveillance. Mais la difficulté est évidemment de conserver les dispositifs malgré les perturbations du terrain, ce qui en suppose une sérieuse adaptation.

FIG 95

AVANT PASSAGE DE LA TAILLE





- Flexion et basculement de la poutre
- Glissement des strates boulonnées
- Rupture au-dessus du massif.

e) LE PASSAGE DE LA TAILLE

Bien que la plupart du temps les mesures ne permettent pas de mettre en évidence une liaison significative avec la phase "creusement", le comportement du toit sous l'effet de l'exploitation dépend évidemment des modifications éventuelles survenues en ferme. Ainsi un toit déjà très fissuré, où l'insuffisance du boulonnage a motivé un renforcement, verra son état s'aggraver encore au passage de taille et exigera l'accroissement des précautions prises. Il n'est pas besoin pour cela de moyens de contrôle ou de connaissances particulières. Nous n'envisagerons donc ici que l'exemple général d'un toit ayant présenté une bonne tenue jusqu'à l'approche de la taille, c'est-à-dire constituant une poutre boulonnée en bon état. C'est d'ailleurs dans ces conditions que se sont produits les éboulements en après passage, décrits en annexe II.

A ce stade, un caractère particulier s'attache à la prévention des incidents, du fait que des altérations irrémédiables se sont produites au passage de taille. Au regard des critères de contrôle admis au creusement, la situation est déjà devenue préoccupante sur toute la longueur des chantiers, et cela justifie le renfort boisé obligatoirement derrière les fronts. Le problème est alors de déceler dans un terrain partout dégradé les points les plus sensibles, les plus susceptibles de s'écrouler.

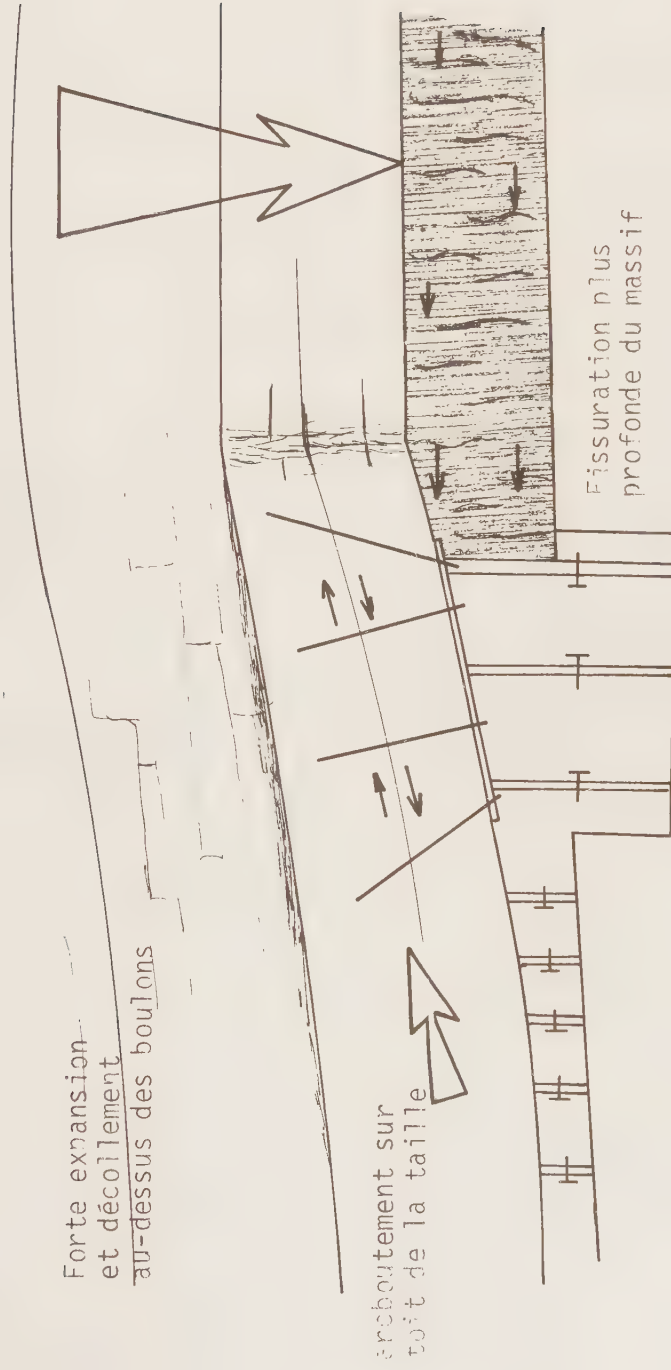
L'analyse des incidents nous a montré combien il était difficile de particulariser ces emplacements à partir des mesures et des observations réalisées. Cela rend nécessaire de préciser les mécanismes des déformations provoquées par le passage de la taille. Sans revenir sur les connaissances générales acquises par des travaux antérieurs (60), définissant les différentes phases du mouvement, nous allons donc exposer rapidement le comportement des toits boulonnés.

En avant-passage, l'approche de la taille commence à se manifester entre 30 et 50 m en avant du front. Elle provoque un accroissement de la pression verticale qui va se renforcer, jusqu'à l'arrivée de la zone détendue de la veine précédant la taille d'une dizaine de mètres. Cette élévation

des contraintes détermine la reprise de tous les mouvements de la voie, et se traduit sur le toit boulonné par des poussées latérales accrues (Fig. 95). Celles-ci naissent suivant les processus déjà décrits : à partir d'une fissuration verticale des terrains ou, ce qui est ici le facteur essentiel, de la reprise des fluages. A ce sujet, on note une modification dans le mode de déformation de la veine, dont l'expansion près de la voie (de 0,70 à 1,80 m) tend à diminuer : en moyenne dans les HBNPC (d'après 58), le rapport fluage à 1,80 m/fluage à 0,70 m passe de 0,62 (jusqu'à - 30 m) à 0,83 (de - 30 à - 5 m). Ainsi le déplacement vers la voie provient de zones plus profondes de la veine. Les surfaces intéressées par le glissement du charbon sur les épontes sont donc élargies, et les forces dues au frottement, qui s'exercent sur le toit de la voie, sont augmentées en proportion. Cette compression accentue le délitage de la poutre, révélé par les mesures croissantes d'expansion. Il en résulte une résistance moindre à la flexion, au moment où le toit subit une charge accrue de la part des terrains supérieurs.

Lorsque le front est proche d'environ 5 m, la veine côté taille s'est détendue et s'écrase. A mesure que cède cet appui, la poutre du toit commence à basculer vers la taille, et la déformation de la voie s'accélère alors fortement (Fig. 96). Il en est ainsi des fluages du massif, qui doit se tasser, mais qui ne présente plus d'expansion jusqu'à 1,80 m pendant le passage (58) : cela s'explique par la fissuration qui, avec le progrès de la surpression, gagne en profondeur dans le massif et pousse en bloc le charbon du bord de la voie, déjà détendu et dont l'expulsion est freinée par le resserrement convergent des épontes. Quant au toit, malgré le soutènement porteur, il tend à se trouver en porte à faux, à mesure que s'affaissent ses appuis côté taille.

Sous l'effet de la forte flexion qui s'ensuit, les strates glissent plus ou moins l'une sur l'autre, dans la mesure où le boulonnage permet un jeu suffisant et l'on s'aperçoit couramment de ce fait par l'obstruction de trous d'endoscope ou la détérioration de dispositifs internes pendant cette phase. L'expansion s'accroît dans la poutre et, dans la plupart des cas, accuse à proximité du front une mesure dépassant le seuil d'alerte habituel (taux de 2,5 %, équivalant à 50 mm sur 2 m). Cependant, tout en s'affaissant, le toit boulonné garde une certaine cohésion et se distingue



- Flexion et basculement de la poutre
- Glissement des strates boulonnées
- Rupture au-dessus du massif.

FIG 97

APRES PASSAGE DE LA TAILLE



- Toit délitté et fragmenté
- Disparition ou effritement des supports naturels.

par là du terrain susjacent dont il se détache. Ainsi, par rapport à lui, le taux d'expansion au passage taille est 3 fois plus élevé de 1,80 m à 2,40 m (cf. annexes), c'est-à-dire juste au-dessus de la poutre, et l'on peut l'estimer grossièrement au double sur la zone de 2,40 m à 4 m, à partir d'un nombre certes limité de chantiers des HBNPC (58). Sur ces dernières mesures à plus de 2,40 m, l'absence d'hérédité (pas de liaison avec les mesures antérieures) à partir du passage peut refléter la discontinuité survenue au-dessus des boulons.

Indépendamment du feuilletage de la poutre boulonnée, un tel basculement du toit ne peut généralement pas s'effectuer sans rupture au-dessus de l'appui du massif. La tenue du toit et des blocs qui le constituent est alors garantie par le soutènement de renfort, mais il est important de remarquer la disparition d'un élément d'équilibre notable avec le desserrement de l'étreinte latérale du toit. C'est d'abord le retrait de la veine, par la suppression des forces de frottement correspondantes, qui le décomprime. Mais tant que le "toit n'est pas venu" dans la taille, la poutre ou les blocs boulonnés restent serrés et contenus par les contacts latéraux, en particulier en voie de base si un pendage suffisant fait jouer le poids des terrains. Enfin, quand se donne le foudroyage, le toit de la voie est libéré de ces poussées, ce qui est susceptible de favoriser dès lors le décrochement et la descente de blocs. Ainsi dans Lazare 161, c'est précisément à cet instant que la "poutre" s'affaisse côté massif. Par ailleurs, du fait de la torsion accompagnant le basculement, ou en prolongement des ruptures en taille, est favorisée la formation de cassures transversales : ceci pourrait justifier l'hypothèse que, dès lors, pour contrôler l'ensemble d'une voie, soient nécessaires des points de mesure plus rapprochés qu'au creusement.

En après passage, au lieu du soutènement de la taille, ce sont les quadrillages ou épis de remblai qui constituent, après un certain tassement, un appui solide sur lequel vient reposer le toit de la voie (Fig. 97). A

partir de là, les terrains tendent à trouver un nouvel équilibre, et les mouvements s'amortissent en général suivant une courbe logarithmique. Ceci étant, du fait que sur les 2 premiers mètres du massif on constate une reprise de l'expansion du charbon (le rapport "fluage à 1,80 m"/"fluage à 0,70 m", mesuré entre + 30 et + 50 m, retombe à 0,44 d'après (58)), il est permis de penser qu'à nouveau deviennent prépondérants des phénomènes localisés au voisinage de la voie : par exemple la coupure de la poutre, portant l'appui au bord de la veine. Mais compte tenu de la fissuration et des ruptures que vient de subir le toit, il va de soi qu'un renforcement porteur est presque toujours indispensable pour stabiliser son évolution. Nous en avons déjà souligné le rôle important par l'étude de Lazare 161 (de même Lz 162 - annexe VI) qui a révélé combien le comportement du toit était dépendant de la modalité de ce soutènement, et ce dans les conditions habituelles des HBNPC : rappelons simplement que malgré le cadrancré, les étais latéraux sont impropres à freiner la flexion du toit et ne prémunissent pas toujours contre les effets d'une coupe à mézière ; en revanche, placé au milieu, le boisage a permis de conserver un toit presque plat.

De ce qui précède, quelles indications peut-on retirer sur la conduite du contrôle de la voie ? Par rapport à la situation en ferme, rien n'est fondamentalement changé en avant passage, et l'on ne peut que maintenir les mêmes dispositions. C'est avec le basculement du toit et le bouleversement consécutif de sa structure, que le problème se pose en termes nouveaux. Mais durant la phase où les mouvements sont les plus vifs, le puissant soutènement équipant les extrémités de taille efface la préoccupation d'un contrôle que d'ailleurs rend illusoire la rapidité de l'évolution. C'est donc en après passage, quand la voie n'est renforcée que par un boisage réduit, que réapparaît avec force le risque d'incident, illustré par plusieurs exemples (annexes II).

Nous l'avons vu, ce stade est caractérisé par le mauvais état général du toit, trop fissuré pour supporter sa flexion sans l'aide de renforts, et par des ruptures (au moins côté massif) qui désolidarisent des terrains adjacents les blocs surplombant la voie, à défaut de poussées latérales. Ce sont ces facteurs qu'il s'agit d'apprécier. Or, sur les mesures faites, les seuils usuels sont alors largement dépassés et il n'y est pas apparu

que l'on puisse déceler les points critiques à partir de l'amplitude des déformations locales, c'est-à-dire par référence à des seuils plus élevés. Il s'impose ici de vérifier l'amortissement des courbes sur toutes les mesures pratiquées (test du gradient) : s'il n'en est pas ainsi, c'est que se développe une déformation plastique anormale, qui rend indispensable un renforcement. Un tel comportement, assez lent, correspond aux descriptions des incidents de Veine I et Geneviève 34 (annexe II), mais rien ne permet d'en faire le cas général.

En fait, une meilleure prévision nécessite la remise en question des mesures effectuées, en vue de mieux atteindre les causes, et nous retrouvons des préoccupations déjà exposées pour la phase creusement. Il faut juger la discontinuité latérale : les expansions obliques au-dessus du parement sont susceptibles de le faire. Il serait également intéressant de connaître la position de cette rupture au-dessus du massif, mais à moins de dispositifs coûteux (tubes cassants), elle n'est pas accessible directement. En revanche, la manière dont la poutre boulonnée se sépare en basculant des bancs susjaccents peut en être un indice : le décollement serait d'autant plus large que la poutre se casse plus près du parement, et donc bascule plus. Dans cette hypothèse, les mesures d'expansion à plusieurs niveaux devraient permettre une interprétation plus fine qu'une simple note de dégradation. Par ailleurs, l'état de fragmentation, de décohesion des terrains au-dessus de la voie doit être pris en compte : le risque est celui d'un défournement, déjà traité pour la voie en ferme, et qui appelle un dispositif ancré plus haut (expansion à 4 m). Bien évidemment, compte tenu de remarques antérieures, l'obtention de mesures correctes d'expansion en arrière de la taille passe par l'amélioration des dispositifs.

Ces propositions fournissent la base d'une organisation du contrôle dans une voie conservée après l'exploitation. Mais des hypothèses sont à tester, des règles d'interprétation à élaborer et cela nécessite une somme d'observations et d'expériences dont nous n'avons pas disposé. En effet, certaines mesures préconisées ici sont nouvelles, tandis que d'autres n'ont pas pu être recueillies de façon satisfaisante (altération des dispositifs au passage de taille). En définitive, ce n'est qu'au prix d'un approfondissement

de nos connaissances et d'un contrôle plus perfectionné, que les incidents en après passage perdront leur apparent caractère aléatoire.

III.5 - CONCLUSIONS

Par l'analyse détaillée du comportement des toits boulonnés, et tenant compte des échecs observés, nous sommes parvenus à un certain nombre de conclusions pratiques au sujet du contrôle. Sans apporter de réponse exhaustive, tout en montrant les limites actuelles de nos possibilités, elles contiennent les bases possibles d'un système cohérent de contrôle des voies boulonnées dont nous allons rappeler les principaux éléments : nature des mesures, modalités de réalisation, exploitation des données.

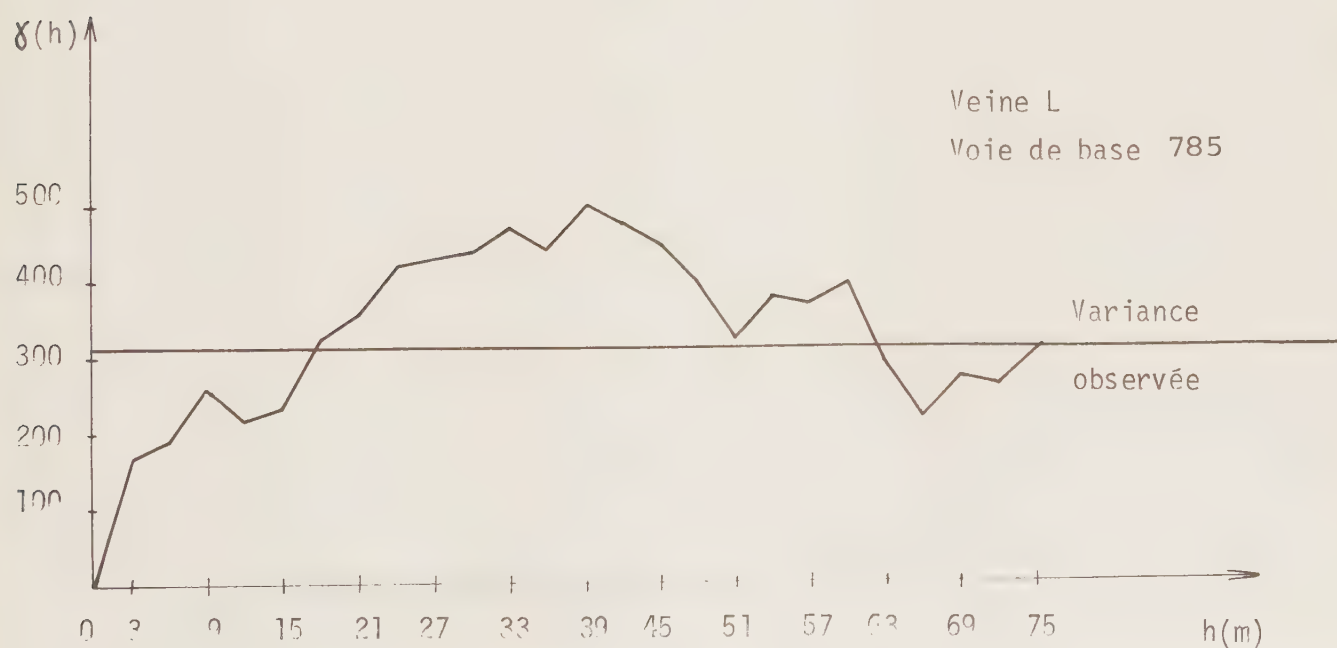
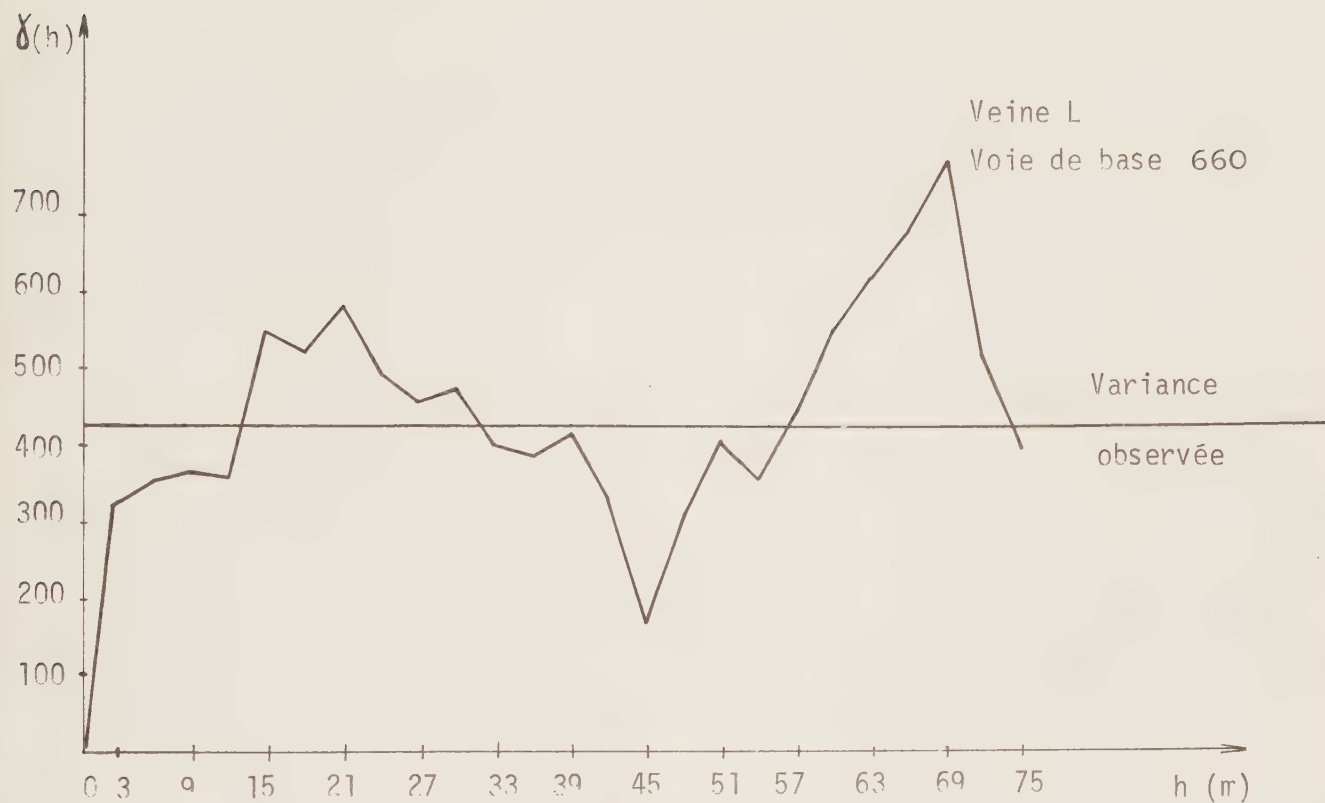
En ce qui concerne le choix des caractères à observer, est préconisé un ensemble de mesures dont la plupart ont déjà été prises, souvent individuellement, comme moyens de contrôle. La connaissance stratifiée du toit est fondée sur son expansion, mesurée dans l'axe de la voie à plusieurs niveaux (1,80 m - 2,40 m - 4 m). L'estimation de la continuité des bancs boulonnés, à l'aplomb de chaque parement, est faite d'après l'expansion oblique du toit, mesurée grâce à des dispositifs inclinés à 45° et ancrés à 2,40 m de profondeur aux coins supérieurs de la voie. Enfin, la tenue des appuis est contrôlée par la mesure des fluages superficiels (broches de 0,70 m), qu'il est souhaitable d'obtenir séparément à chaque mézière. Cette station peut être complétée par les mesures classiques de convergence, dont la justification est de pallier en partie la défaillance éventuelle des dispositifs d'expansion : dans ce sens, leur intérêt n'est pas négligeable, particulièrement après le passage de la taille.

Il s'est avéré fréquemment que la qualité et surtout la robustesse des dispositifs réalisés intervenaient de façon déterminante sur l'efficacité du contrôle. En particulier l'obtention de mesures correctes d'expansion, même dans un terrain faillé, passe par le perfectionnement des procédés actuels. Pour les longueurs supérieures à 2 m, il semble qu'on doive faire le projet d'un dispositif à fil protégé des fragments de roche par un solide tube (plastique?) introduit dans le forage.

Quant à l'implantation des stations, nous avons abordé à plusieurs reprises le problème de la distance qui les sépare. Le contrôle doit en effet prémunir contre des événements localisés et l'on ne peut se contenter d'une estimation globale : ainsi dans les chantiers des HBNPC, la connaissance de l'expansion moyenne dans une voie ne permet pas la prévision du maximum atteint sur les mêmes stations (intervalle = 25 m), la grande dispersion rendant inexploitable la liaison entre ces paramètres (58). C'est donc d'une estimation quasi ponctuelle qu'il s'agit, à partir des mesures les plus proches, et la question est de savoir au-delà de quel intervalle il est possible qu'un incident se produise sans retentir sur les stations voisines. Nous avons vu la diversité des comportements possibles du toit et la conséquence logique est d'attribuer à ces phénomènes une répartition spatiale différente. Il ne serait donc pas réaliste de rechercher une réponse unique et absolue et, du fait des très faibles rayons d'influence constatés dans certains cas, un risque résiduel apparaît inévitable.

Pour approfondir ce sujet, il est indispensable d'étudier le caractère régionalisé des phénomènes, d'en connaître les paramètres, et ce pour les différentes situations possibles. Nous n'avons guère exploré cette voie, qui demande des stations en grand nombre et suffisamment rapprochées, ce qui est rarement le cas de nos chantiers. Toutefois, nous disposons de deux exemples de variogrammes pour des voies des HBL, en exploitation chassante, où l'expansion a été mesurée dans 45 stations distantes de 3 m (Fig. 98). Ces tracés attirent quelques remarques. Celui de veine L 660 démarre rapidement, absorbant sur 3 m les 3/4 de la variance. Il s'amortit pour reprendre entre 12 et 15 m. Veine L 785 est peut être affecté par une dérive dont il n'a pas été tenu compte ici et qui s'oppose à l'amortissement du variogramme. Mais on y retrouve, certes moins marqués, les traits précédents vers 3 m et 15 m. Ces observations suggèrent que se superposent deux phénomènes distincts, l'un d'une portée de quelques mètres, l'autre plus ample d'une quinzaine de

REGIONALISATION DES EXPANSIONS DANS UNE VOIE



DEMI VARIOGRAMMES REALISES A PARTIR DE 32 ET 45 STATIONS ESPACEES DE 3 m.

mètres. Il faut évidemment se garder de généraliser les conclusions de cet exemple isolé et sommairement analysé, destiné à illustrer les possibilités nouvelles de découverte des structures spatiales impliquées dans le contrôle. Mais cette interprétation, compatible avec l'expérience antérieure, a le mérite de poser le problème en termes clairs.

Dans l'état actuel, nous n'avons pas les moyens de déceler à coup sûr les perturbations de quelques mètres d'étendue ; nous ne pouvons projeter que d'en mesurer l'importance, le risque. C'est donc, dans l'hypothèse de son existence, seulement à la structure d'ordre supérieur que peut s'appliquer le contrôle avec un intervalle raisonnable entre stations (> 15 m). Ce sont les incidents correspondants qu'il faut s'attacher à ne pas manquer, et l'espacement optimal découle de ses caractéristiques (portée, dispersion .. Pour l'instant, il apparaît que 15 m donne toute satisfaction (HBL) et que 25 m est, sans nul doute, une limite extrême (HBNPC).

En ce qui concerne l'exploitation des mesures, les méthodes d'interprétation se sont diversifiées. La référence à un seuil d'alerte reste le moyen le plus commode, qui revêt généralement une signification concrète. Un certain nombre de seuils sont encore à déterminer (expansion oblique, expansion en après passage ...) ; mais nous pouvons proposer celui de 250 mm pour le fluage total de la veine, et maintenir à 50 mm celui de l'expansion de la poutre boulonnée. L'examen interne du toit fait appel à des règles plus compliquées : il s'agit de comparer les taux d'expansion à différents niveaux et vérifier qu'ils s'atténuent en profondeur. Par ailleurs, le "test du gradient" doit s'appliquer à toutes les mesures recueillies, après une régularisation adéquate : mises à part quelques fluctuations aléatoires, l'évolution normale de tous les paramètres est en effet l'amortissement, excepté au passage de taille. Enfin, à l'exemple des HBL, on peut chercher à comparer les valeurs observées à une fonction théorique d'évolution du paramètre. Mais, seules les convergences étant suffisamment connues pour s'y prêter, la méthode est d'un intérêt limité.

On se rend compte du travail de dépouillement que représente l'interprétation quotidienne des mesures. Dès que l'on ne se contente plus des seuils, il faut tracer et mettre à jour les courbes, transformer les données. Il n'est guère possible de le faire correctement et sans retard avec un personnel réduit. C'est pourquoi le traitement automatique des mesures, pratiqué avec succès aux HBL, nous paraît la condition indispensable d'un pratique efficace et non restrictive du contrôle. Ceci étant, nous ne sommes pas encore en mesure de formaliser toutes les situations. Cela rend toujours nécessaire, après la sélection automatique des éléments remarquables dans les données, un essai d'interprétation global qui se fonde sur la compréhension du comportement des terrains.

En définitive, le problème du contrôle n'est pas entièrement résolu ; pour progresser en efficacité, il est besoin d'un effort soutenu sur les moyens matériels : dispositifs plus robuste, stations rapprochées et plus complètes, dépouillement automatique ... Il est besoin aussi de poursuivre les travaux de recherche, d'une part pour tester et préciser les règles de contrôle (par exemple les seuils, l'espacement des stations ...), et d'autre part pour approfondir la nature des phénomènes à suivre.

Par ailleurs, il ne faut pas oublier que l'environnement et le traitement de la voie sont des facteurs déterminants de la sécurité et, par suite, qu'ils interviennent directement sur les exigences de contrôle du toit. Ainsi, on peut reléguer au second plan le souci du contrôle si un renfort suffisant du soutènement réduit le risque et la gravité des incidents éventuels. Inversement, vouloir boulonner une voie située dans des conditions défavorables de terrain ou d'exploitation exige une grande sûreté des moyens de prévision et de contrôle.

Les contraintes économiques sont évidemment primordiales pour l'avenir des techniques du contrôle : à vouloir trop bien faire, on risque de créer un outil au prix prohibitif. En combinant les différents moyens d'assurer la sécurité des chantiers, on peut aboutir à des choix divergents, comme le montre la comparaison des systèmes de contrôle aux HBL et aux HBNPC. Il ne nous appartient pas de prendre de telles options, mais nous espérons avoir apporté des éléments qui facilitent la décision en toute connaissance de cause.

IV	CONCLUSIONS
----	-------------

Au terme de cette étude, quel est le bilan des résultats obtenus ? Quels objectifs restent à atteindre et quelles perspectives peuvent être proposées à la recherche sur le boulonnage ?

Pour la sélection des chantiers boulonnables, nous avons pu caractériser les principaux cas générateurs d'incidents, à partir de certains facteurs naturels et du plan de l'exploitation. L'efficacité des critères de rejet préconisés est attestée par le fait que leur application aurait évité la quasi totalité des incidents survenus au creusement. Mais nos connaissances sont encore insuffisantes, en particulier sur la stratigraphie, pour permettre une prévision plus nuancée : non seulement détecter le danger, mais en préciser la forme ultérieure, la manifestation dans le comportement général du toit.

Quant à la réalisation technique du boulonnage, des solutions ont été apportées aux principaux problèmes qu'elle soulève : choix des matériels, détermination des divers paramètres de l'architecture du boulonnage etc ... Suivant les exigences requises de sécurité et de robustesse, les recherches ont abouti à la mise au point de 2 types de soutènement distincts : d'une part le boulonnage intégral, en usage essentiellement dans les HBL, d'autre part les "cadrancrés" des HBNPC. S'appuyant à présent sur une large expérience les solutions adoptées n'en sont pas moins perfectibles et le prolongement des études paraît indispensable. Ainsi, doit être recherchée une plus grande souplesse des règles actuelles, avec la possibilité d'adapter précisément le soutènement aux conditions propres du chantier, ayant pour effet une rentabilité accrue du boulonnage. Par ailleurs, des voies nouvelles sont susceptibles de se présenter avec l'apparition de matériaux nouveaux - tels que le plastique, la fibre de verre ou le bois traité pour les tiges -, et le progrès éventuel de techniques de mécanisation de la pose des ancrages.

En ce qui concerne le contrôle des voies boulonnées, nous en avons d'abord analysé les échecs, à partir des incidents survenus. Pour expliquer les insuffisances des moyens de contrôle et leur découvrir des remèdes, nous avons été conduits à étudier les déformations des terrains autour de la voie et à élaborer différents modèles représentatifs des comportements observés. Nous avons ainsi défini tout un ensemble de mesures sur lequel fonder un contrôle approfondi. Le problème de l'interprétation de ces mesures a été abordé, ainsi que celui de leur traitement dont l'automatisation est conseillée. L'intérêt de certaines études nouvelles est apparu : ainsi de la régionalisation des mouvements, en vue de déterminer la distance entre stations. Il reste à consolider certaines de nos hypothèses sur la mécanique des terrains, et à soumettre à l'expérimentation des types de mesure encore inédits. Enfin, ce contrôle est lourd, car il est prévu pour faire face à toutes les éventualités. Là encore, la possibilité de rattacher a priori un chantier à un modèle connu permettrait d'adapter, donc d'alléger, le dispositif de contrôle.

De ces résultats, il ressort que les principales lacunes sont moins dans la connaissances des diverses techniques disponibles et de leurs capacités que dans celle de leur champ d'application. Il reste surtout à adapter des moyens désormais connus à des situations qu'il s'agit de mieux caractériser et si possible de prévoir. Pour ce faire, doit être approfondie notre connaissance fondamentale du comportement des voies boulonnées, qui permettrait alors une synthèse des réponses apportées aux différents objectifs. En définitive, les recherches nécessaires dépassent dès à présent le cadre du boulonnage, pour se porter sur le domaine plus général de la mécanique des terrains autour d'une voie trapézoïdale.

L'orientation à donner au prolongement de cette étude découle de ce qui précède. Des recherches spécifiques, à objectifs limités, demeurent nécessaires : comparaison de modes de soutènement et de matériels nouveaux par plans d'expérience, essai et mise au point de dispositifs de mesure, étude statistique des seuils de contrôle ... Mais nous proposons de centrer délibérément

les travaux futurs sur des études à caractère beaucoup plus général, plus fondamentales, qui seules peuvent apporter des progrès décisifs. Des sujets prioritaires se sont imposés à maintes reprises : il s'agit essentiellement de l'évolution de la fissuration dans le toit, en particulier de la formation des cassures latérales et de la genèse des voûtes d'éboulement.

Sur le plan pratique, ces projets nécessitent des données de grande qualité dont la collecte soit préparée et organisée en fonction de buts précis. D'une part, l'analyse fine du comportement du terrain réclame la mise en oeuvre de procédés de mesure complexe, dont la mise au point sera éventuellement à poursuivre. Plus que par le passé, de tels moyens devraient être concentrés en un petit nombre de stations très complètes, placées en des lieux caractéristiques, judicieusement choisis et suivies par un personnel très qualifié. D'autre part, la connaissance de l'ensemble du champ d'application et de ses conditions variées passe par l'implantation de stations très simples réparties dans un grand nombre de chantiers. Loin de rester routinière, cette collecte de mesures doit être adaptée aux objectifs généraux du programme de recherche : ainsi, complétée par l'observation des facteurs naturels, si possible par un carottage systématique, elle peut être à la base de l'étude de la stratigraphie ; de même, un choix approprié des intervalles entre stations permettrait les applications requises de la théorie des variables régionalisées.

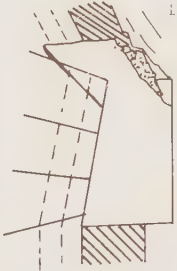
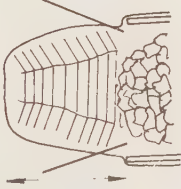
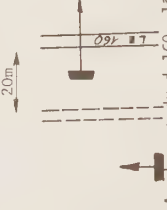
Nous pensons que l'expérimentation proposée peut être à la fois efficace et économique, à la condition d'être menée avec méthode, sans disperser les moyens disponibles.

ANNEXES

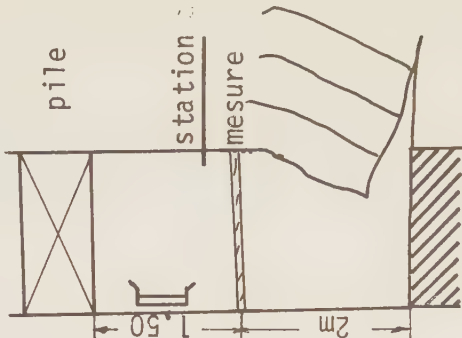
1. Voies observées d'octobre 1967 à juin 1970 au Groupe Centre des HBNPC
2. Eboulements et incidents observés dans les HBNPC
3. Campagne Beaumont 500 - siège 21 N - HBNPC
4. Campagne Geneviève 102 - siège 4 Sud - HBNPC
5. Campagne Geneviève 11bis - siège 4 Sud - HBNPC
6. Campagne Lazare 161 et 162 - siège 4 Sud - HBNPC
7. Campagne F Sud 500 - La Houve - HBL
8. Campagne F Nord 500 - La Houve - HBL.

Siège	Veine, chantier	Nature	Caractéristiques du soutènement				Caractéristiques naturelles				Terrains sus-jacents	Influence observée	Objectif des mesures	Remarques, incidents
			largeur (m)	Schéma de boulonnage	soutènement additionnel	Traitement des mézières	Prof.	Pend. en °	Ouvert.	Stratigraphie				
21 Nord	Beaumont 500	voie de taille	4	4 x 1,80	cadrançré	Fers U	480	-	3,50	Schistes	limites de Jos. & Voisin.	creusement	essai de tiges et billes	Incident du toit → pass. en TH
4 Sud	Geneviève 10	montage	2,80	4 x 1,80	-	-	950	0	1	Sch. feuilletés	-	creusement	contrôle	
4 Sud	Geneviève 20	montage	2,80	4 x 1,80	-	-	950	0	1	Sch. feuilletés	-	creusement	contrôle	
4 Sud	Geneviève 11	voie de taille	2,80	4 x 1,80	-	-	960	2	1,10	Sch. gréseux Sch. gris	-	cr. 1 ^o taille (conservée)	essai garnis-creusement	
4 Sud	Geneviève 11bis	voie de taille	3	4 x 1,80	-	grillage fer plat fers U	960	2	1,10	Sch. gréseux	limites d'Alfred	cr. 1 ^o taille (conservée)	essai de troussage	
4 Sud	Geneviève 102	voie de taille	3	4 x 1,80	-	-	960	2	1,80	Sch. compact	-	cr. 1 ^o taille (conservée)	des mézières	
4 Sud	Geneviève 22	voie de taille	3	4 x 1,80	-	-	960	2	0,90	Sch. feuilletés	-	cr. 1 ^o taille (conservée)	contrôle	Longe accident → zone en TH
4 Sud	Denise 10	voie de taille	3	4 x 1,80	-	-	875	9	0,70	Schistes	sous-expl.	cr. 1 ^o taille (conservée)	contrôle	
4 Sud	Denise 20	voie de taille	3	4 x 1,80	-	-	875	9	0,70	Schistes	sous-expl.	cr. 1 ^o taille (conservée)	contrôle	
4 Sud	Denise 12	voie de taille	3	4 x 1,80	-	-	900	9	0,70	Schistes	sous-expl.	cr. 1 ^o taille (conservée)	contrôle	
4 Sud	Denise 50	montage	3	4 x 1,80	-	-	810	9	0,70	Sch. gréseux	sous-expl.	cr. 1 ^o taille (conservée)	contrôle	
4 Sud	Denise 42	montage	3	4 x 1,80	-	-	860	3	0,70	Sch. sch. gréseux	sous-expl.	cr. 1 ^o taille (conservée)	contrôle	
4 Sud	Lazare 160	voie de taille	3	4 x 1,80	cadres bois	-	900	6	0,70	Schistes	Af. exploité (ex. limite)	cr. 1 ^o taille (conservée)	contrôle	2 éboulements → TH
4 Sud	Denise 51	voie de taille	3	4 x 1,80	linteaux TH	-	840	9	0,70	Schistes	Geneviève	cr. 1 ^o taille (conservée)	contrôle	ruissellement d'eau
4 Sud	Lazare 161	voie de taille	3	4 x 1,80	cadrançré	boulons dans mur au toit	900	5	0,75	Schistes	Af. exploité	cr. 1 ^o taille (conservée)	contrôle	Difficultés lors d'un arrêt de taille dans Geneviève
4 Sud	Lazare 162	voie de taille	3	4 x 1,80 (5 x 1,80)	U P N	-	900	5	0,75	Sch. gréseux	Af. exploité	cr. 1 ^o taille (conservée)	comparaison	Incident de toit au passage de taille
4 Sud	Lazare 172	voie de taille	3	4 x 1,80	cadrançré U P N	-	900	3	0,80	Schistes	Af. exploité	cr. 1 ^o taille (conservée)	TH-cadrancré	
4 Sud	Geneviève 33	voie de taille	3,50	4 x 1,80	cadrançré	-	970	5	1,10	Sch. gréseux	Af. exploité	cr. 1 ^o taille (conservée)	contrôle	
4 Sud	Geneviève 34	voie de taille	3,50	4 x 1,80	cadrançré U P N	grillage	970	5	1,10	Sch. feuilletés	-	cr. 1 ^o taille (conservée)	comparaison	
4 Sud	Alfred 92	voie de taille	4,50	?	cadrançré U P N	grillage + boulons	830	4	1,80	Sch. gréseux	-	cr. 1 ^o taille (conservée)	TH-cadrancré	Incident après passage
24 Nord	Gde Veine 321	voie de taille	4	5 x 1,80	cadrançré U P N	grillage + boulons de la veine	630	10	2,20	Schistes	-	cr. 1 ^o taille (conservée)	contrôle	
24 Nord	Gde Veine 324	voie de taille	4	5 x 1,80	U P N	-	630	10	2,20	Schistes	-	cr. 1 ^o taille (conservée)	essai de boulonnage des mézières	Cadres TH en zone accidentée

EBOULEMENTS ET INCIDENTS OBSERVÉS DANS LES H.B.N.P.C.

Chantier-Siège	Geneviève ppd 10 - 4 Sud 15/01/68	Lazare ppd 160 - 4 Sud 14/07/68	Lazare ppd 160 - 4 Sud 1/8/68	Lazare ppd 161 - 4 Sud 7/1969 et 12/69	Coeclia vc 66 - Lens 9/69
phase	creusement	creusement	creusement	passage taille	creusement
Description	 cassure à mézières avec déla- vage et chute de toit. Le toit s'affaisse en bloc. La cassure se propage en 3 jours sur 70 m en arrière des fronts, avec des grondements sourds.	 - cloche d'éboulement sur 5 m - mézières intactes : boulons et bois restés en place. - aux extrémités, parois presque verticales. Lignes de cassures dans terrain très feuilletés	 - Cloche d'éboulement sur 10 m de long (à moins de 20 m du premier éboulement) - débute par une paroi verticale	 - Derrière la 1^{re} taille (+20m) le toit se coupe au-dessus du parement - Au 2^e passage, le boudon de coin casse, le toit bascule en bloc	- cadrançré TH de 3,50m avec bois latéraux. Ouverture 0,80m, pentaque 30° Eboulement : - Toit "coupé en couteau" - Poutre assez cohérente, rompue au droit des pare- ments, remplit la voie sur toute sa hauteur. - Boulons extérieurs, arrachés avec leur résine, venus avec la bille.
Circonstances	- veine non troussée	 - La voie est sous Alfred exploité (stampe = 12 m) Mats : - de 1961 à 1965, Lz 160 influencé par limite d'exploitation Alf. parallèle, à moins de 20 m. - Au-dessus du d 160, léger thaleweg → ruissellement et imprégnation d'eau observée dans le toit		- Coup de toit lié à la venue du foudroyage (1 ^{er} passage)	- délavage sur 1,30 m (amont) et 1 m (voie de fond) (Pas de trousseau) - éboulement à l'aplomb stot l'arrière (stampe 120m) 
Prévision Contrôle	Compte tenu du retard à la pose des stations (3à5 jours) - Expansions nulles sauf dans une station (22mm du 5 ^e au 10 ^e jour, bien amortie) - Croissance rapide des con- vergences et fluages	Retard à la pose des stations : 3 à 8 jours - Expansion et fluage nuls, convergences faibles - sauf à la station A4 la plus proche (à 1,50 m) - convergences assez fortes (160mm du 3^e au 10^e jour) - expansion faible (10 mm) - mats en cours de reprise	Pas de mesures : la station A4 supprimée par fauchage	Station de mesure (st.8) à l'endroit de l'incident au creusement : - expansions faibles (à 2,40m) - léger basculement du toit (20 mm) Mats forte expansion (35 mm) à la station voisine.	- craquements entendus la veille. - fluages importants - à 5 m de l'éboulement une station de contrôle visuel marque une expansion nulle.
		Le 6/7/68, chute d'une dalle 2m x 3m x 1 m avec boulons intacts → abandon du boyonnage			

Beaumont ppd 500-21 Nord 1967-1968	creusement	Coecilia Vc 55- Lens Décembre 1969	Gde Veine ppd 312-24 Nord 18-12-1970	Geneviève ppd 34-4 Sud Janvier 1971
		creusement	creusement	après passage (+50m)
Voir Annexe III - Très fortes déformations → creusement autre voie pour passage taille		Fermeture de la voie 3 mois après creusement → nouvelle voie à côté	Eboulement d'une dizaine de mètres près des fronts	Affaissement du toit sur 8 m de long. Fermeture complète (reste 0,30m) en quelques jours
Limites d'exploitation sus-jacentes		Zone affectée longée par un accident important	Accidents se recoupant au dessus de l'éboulement	(soutènement de renfort = bois)
- convergences et fluages très forts - expansions variant de - 50 à + 150 mm - nombre de dispositifs bloqués		- Fluages notables (250mm en 1 mois) - Expansions (à 2,40m) > 50 mm dans 1 des 3 stations	Aux stations précédentes (à 30 et 60 m de la) - Fluages faibles - Expansions à 4 m < 50mm (mais très supérieures à celles du chantier voisin)	Stations de part et d'autre (espacées de 30m) - aucune particularité dans l'ensemble de la voie - Expansions (2,40m et 4m) assez fortes - Fluages faibles

H.B.L. - Veine I
après passage
 affaissement progressif côté massif avec large coupure La mesure de l'expansion, de l'autre côté de la chandelle, ne prévient pas

OBJECTIF :

- Comparer les modalités de deux facteurs :
- nature de la tige : lisse (L) ou nervuré (N)
 - liaison bille boulon : solidaire (S) ou non solidaire (S')

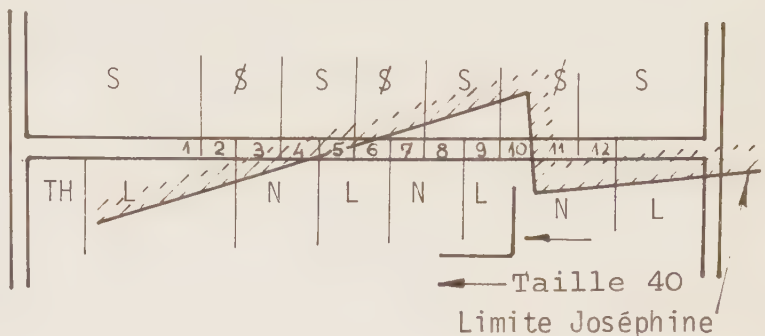
DESCRIPTION DE LA VOIE :

Profondeur = 480m - Ouverture = 3 à 4m - Stratigraphie : schistes.

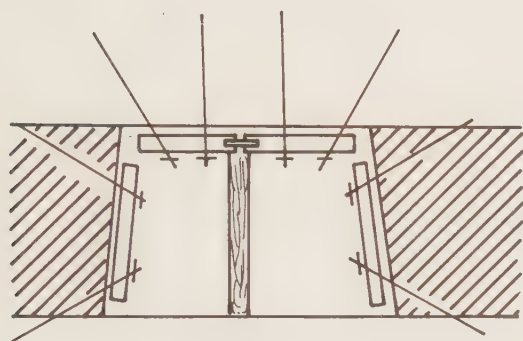
EXPLOITATION :

La taille rabat sur stations 12 à 9 puis décroche sur voie parallèle.

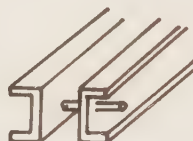
50m



SCHEMA DE BOULONNAGE - CADRANCRE :

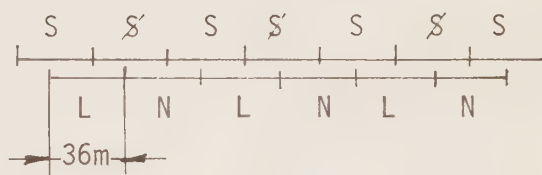


boulons de 1,80m
chapeau articulé
et traverses | fers U



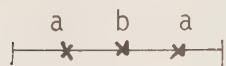
PLAN D'EXPERIENCE :

Zone de 36m avec alternance et 3 répétitions



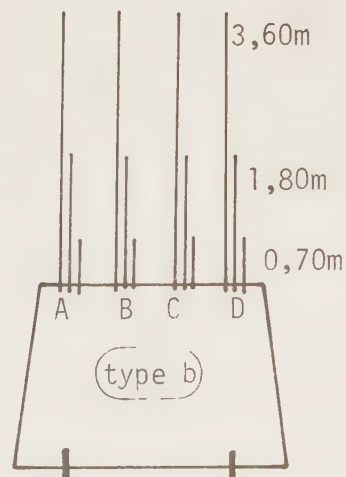
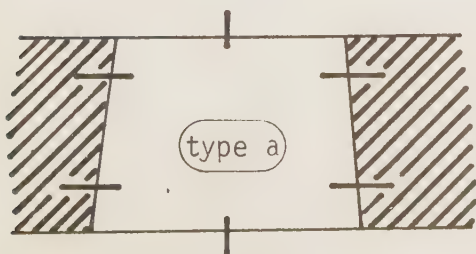
STATIONS DE MESURE :

par demi-zone de 18m on a :



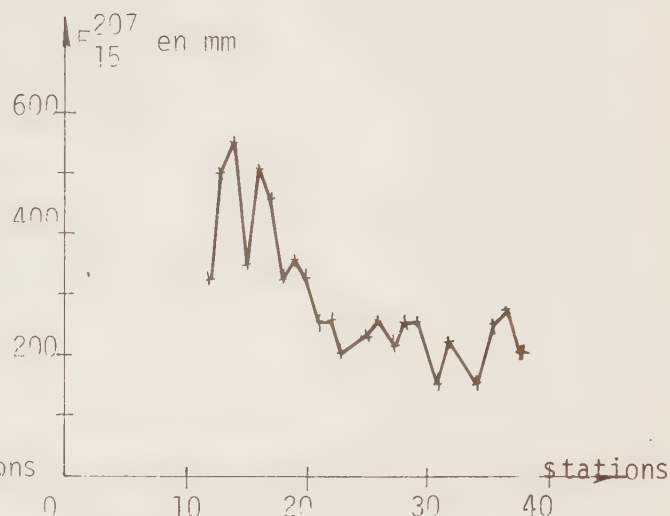
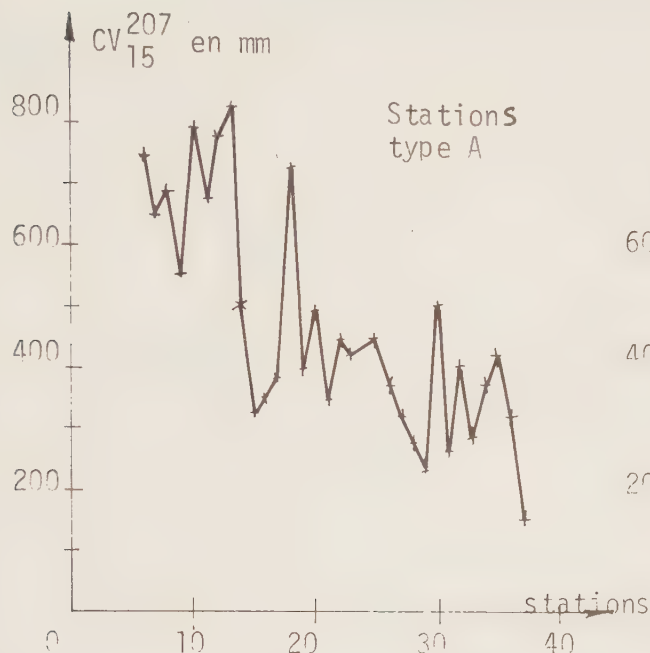
- type a :
tous les 9m,
1 convergence
2 fluages

- type b :
tous les 18m,
convergences
expansions et déformées
par niveau à eau



CONVERGENCES ET FLUAGES :

- Gradient linéaire du terrain
- Très forts mouvements en ferme → abandon de la voie dès le début de l'exploitation.



EXPANSIONS :

- très grande dispersion (-50mm à +150mm) entre stations et entre points A, B, C, D.

- nombreuses expansions < 0

- dispositifs hors d'usage : broches déformées par le terrain.

E ⁹⁸ ₂₆	LS	L§	NS	N§
à 1,80m	8,4	15,7	7	7
à 3,60m	18	24	5	15

DEFORMEES (Superficielles):

tantôt basculement,

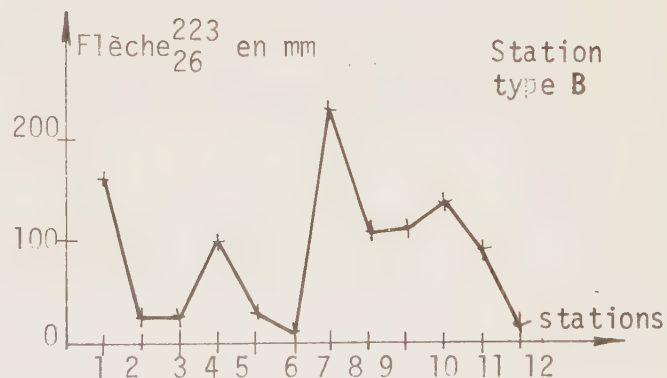
tantôt courbure du toit (voir profil de la flèche).

COMPORTEMENT DES BOULONS :

Essais du métalloradar : résultats négatifs.

Traction de boulons in situ.

Au rauchage, observation des boulons tordus.



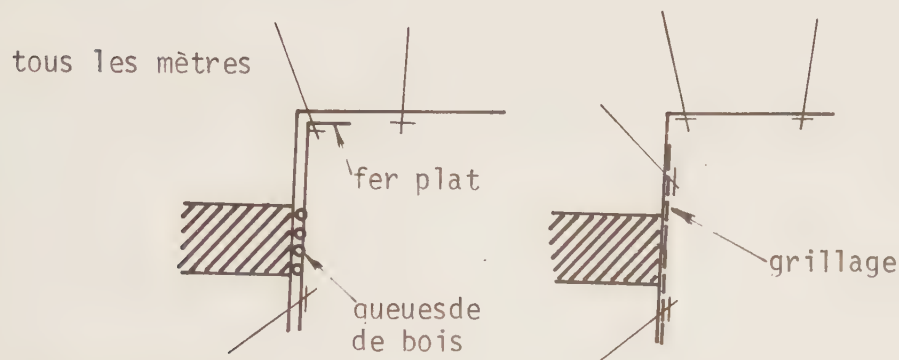
RESULTATS DU PLAN D'EXPERIENCE :

- Comparaison significative sur un seul paramètre : moyenne (sur 3 broches) des convergences au point B - Voir figure A

→ Nervuré meilleur que Lisse
S meilleur que §

OBJECTIF :

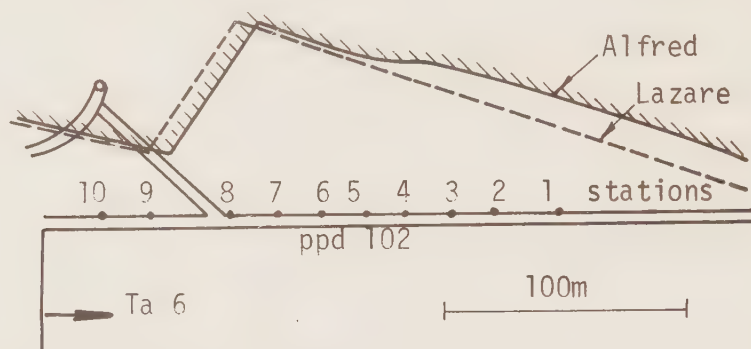
Comparer différents types de troussage des mézières.

TRAITEMENT DES MEZIERES:DESCRIPTION DE LA VOIE :

Profondeur : 960m

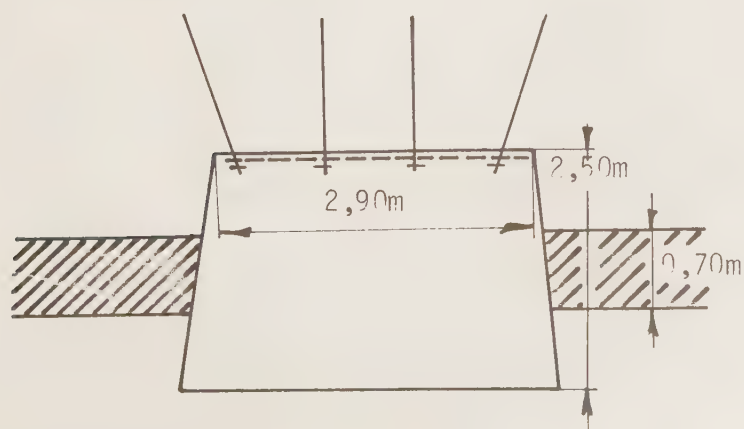
Ouverture de la veine : 0,70m - Pendage : quelques degrés

Stratigraphie : schistes gréseux au toit, fins et tendres au daisne.

SITUATION , EXPLOITATION :

La voie est sous Lazare et Alfred (65 et 80m) , exploités, taille 6 rabat à partir de vieux travaux, sur le ppd 102 foudroyé jusqu'à la carrure (station 8)

Traitement de l'arrière taille = foudroyage, et épi de remblai le long de la voie

SCHEMA DE BOULONNAGE :

Boulons de 1,80m

Densité : 1,35

Garnissage du toit :

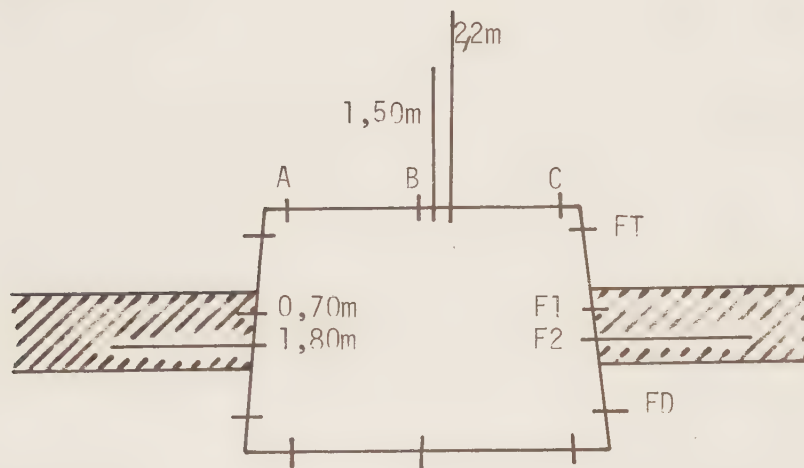
grillage fort

PLAN D'EXPERIENCE :

Prévu avec zones alternées de 40m (période estimée des convergences)
et modifié par manque d'approvisionnement.



STATIONS DE MESURE :



Une station tous les 20m, en principe

Convergence : en A, B, C

Fluages : de la veine, F1 à 0,70m
F2 à 1,80m

du mur au toit, FT

du mur au daisne, FD

Expansion du toit : à 1,50m et 2m

Remarques :

L'étude est limitée à l'influence de l'exploitation (démarrage immédiat de la taille), essentiellement en avant-passage.

La réalisation imparfaite du plan d'expérience, la proximité des vieux travaux et la courte vie des stations 9 et 10 rendent difficile l'isolement du facteur terrain, grossièrement choisi linéaire.

EXPANSIONS :

Au creusement, généralement, quasi nulles
et limitées à 1,50m - Maxis : 10mm (E1)
11mm (E2)

Au passage de la taille : l'expansion
s'accroît beaucoup plus vite entre
1,50m et 2m.

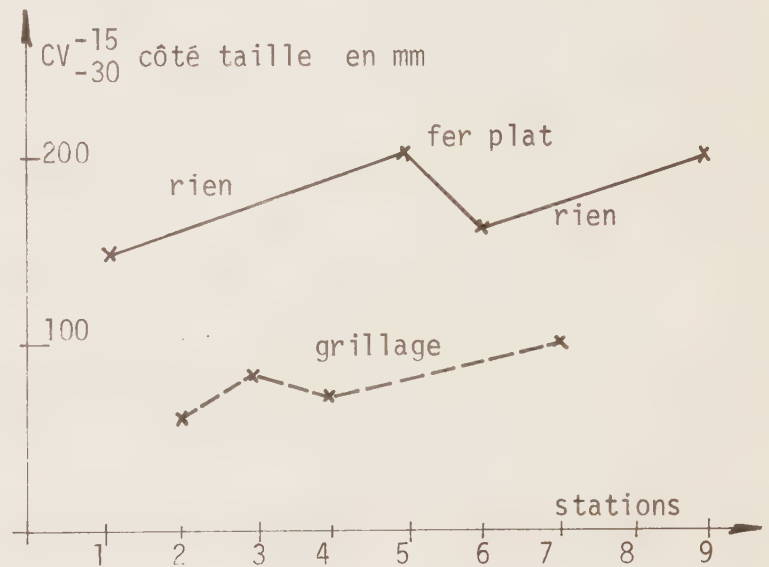
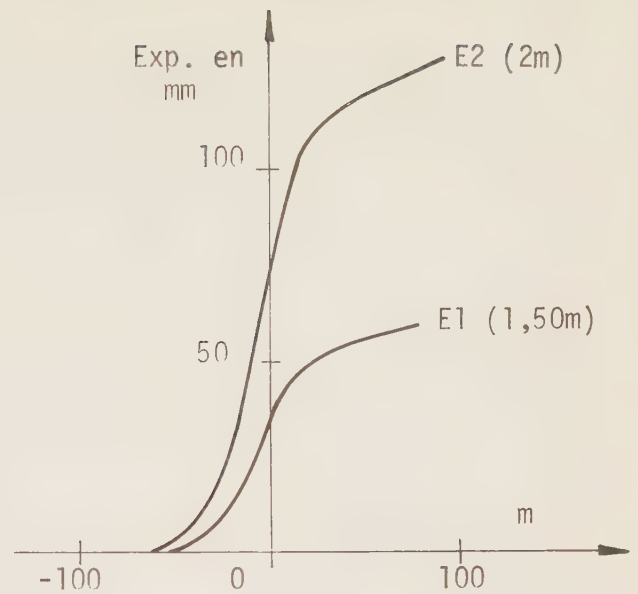
Le taux d'expansion de cette zone atteint
3 fois celui de la zone boulonnée et s'
amortit plus tard (25m au lieu de 10m)

CONVERGENCES :

En moyenne fortes, avec soufflage
du daisne, 872mm côté taille,
1033mm en B,
729mm en C.

La comparaison des zones par régres-
sion multiple révèle une différence
significative sur le seul paramètre
CV_A (-30, -15m) côté taille.

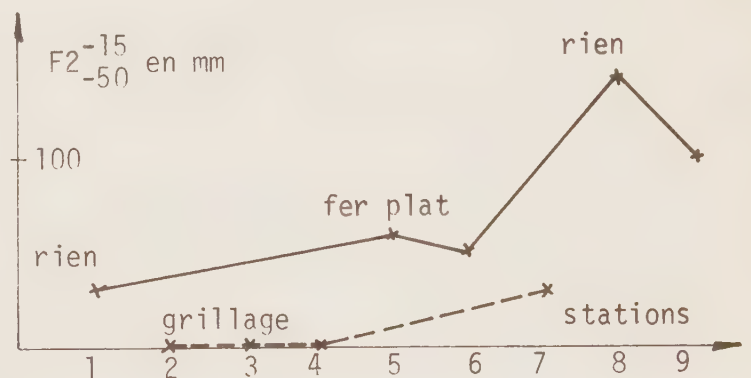
Le grillage semble retarder la
fissuration du charbon autour de
la voie jusqu'à la détente qui pré-
cède le front sur toute sa longueur.



FLUAGES :

Seul paramètre commun : de -50 à -15m

Sur tous les fluages, la régression
multiple donne significative la
réduction des mouvements par le
grillage.



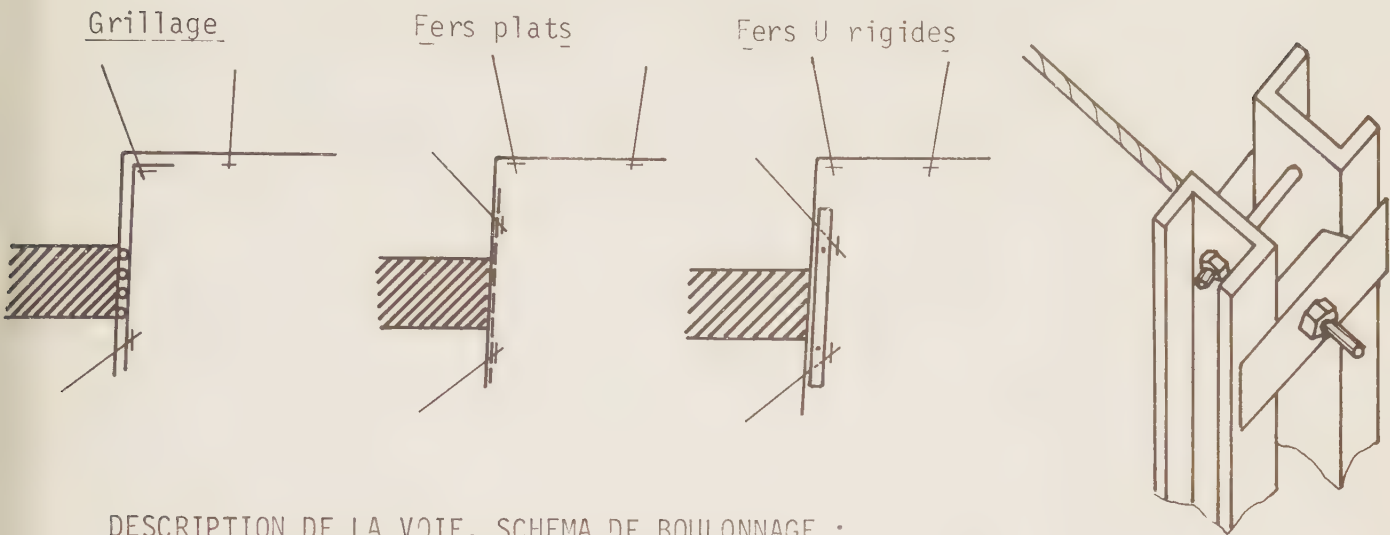
CONCLUSIONS :

L'essai met en évidence la supériorité du grillage, par rapport
au fer plat qui s'avère inefficace.

Les avantages procurés par ce trousseage sont : la propreté de la
voie, un toit plus sûr au détrousage et dans la niche, et de
meilleur appui à la poutre du toit.

OBJECTIF :

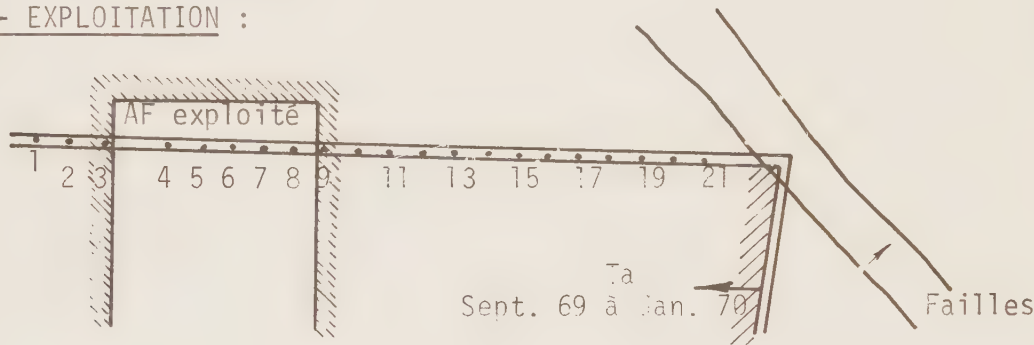
Comparer plusieurs types de trousseage de mézières.



DESCRIPTION DE LA VOIE, SCHEMA DE BOULONNAGE :

Voir Geneviève 102

SITUATION - EXPLOITATION :



Echelle : 1/2500ème

- Station 4 à 8 sous Alfred exploité (stampe 80m)
- Voie foudroyée après passage de la taille 1 rabattante.

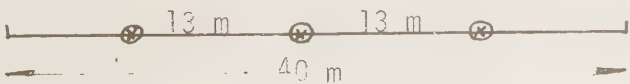
PLAN D'EXPERIENCE :

Zones alternées de 40m de long (période estimée des convergences)

modalité de la zone	rien	grillage	ferU	fers plats	fer U	fers plats	grillage
stations	1,2,3	4,5,6	7,8,9	10,11,12	13,14,15	16,17,18	19,20,21

STATIONS DE MESURE :

3 stations par zone à intervalle régulier de 13m, stations identiques à celles de Geneviève 102 (voir annexe).



REMARQUE :

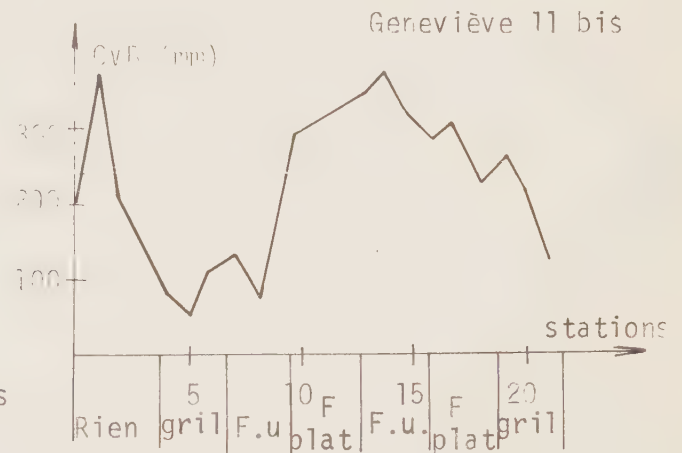
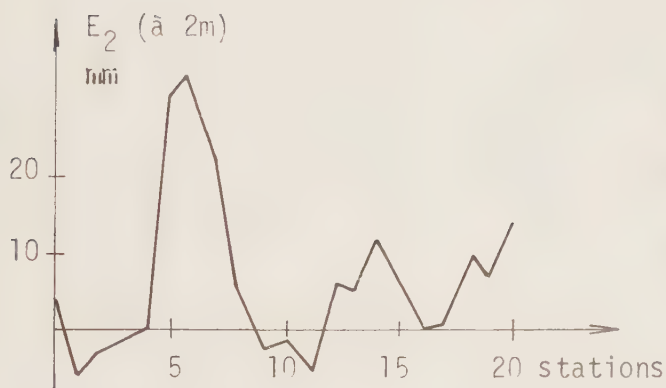
- L'essentiel des observations concernent le creusement et l'attente.
- Observation partielle de l'avant passage, par manque de personnel : reprise tardive des mesures, broches perdues, etc...

EXPANSIONS :

Un an après creusement : E2 varie de -7 à +31 mm,
E1 varie de -3 à +27mm.

Expansions > 10mm démarrent après 3 semaines. Les autres oscillent autour de zéro.

Avant passage (-50 à -25m) : expansion rapide au-dessus de 1,50m,
E2 passe de 25 à 50mm
E1 stationnaire.



CONVERGENCES :

Dès le creusement, forte influence des vieux travaux Alfred (voir profil des convergences B).

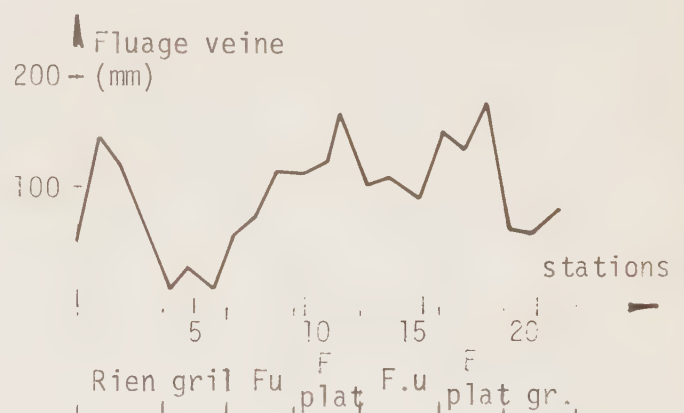
En avant passage, stations 1 à 12 seulement avec même influence donc pas de comparaison possible.

FLUAGES :

Au creusement :
fluages plus faibles dans les zones grillagées. Mais coïncidence avec sous-exploité (stations 4, 5, 6) et faille proche (stations 19 20 21).

Avant passage :
seulement 6 stations de -70 à -15mètres

→ Données insuffisantes.



CONCLUSION :

Pas de résultat significatif de la comparaison :

car mesures manquantes et surtout facteur terrain parasite dû au choix défavorable de l'emplacement.

Mais : compatibilité avec les résultats observés dans Geneviève 102 sur les avantages du grillage.

OBJECTIF :

Comparer la voie semi-circulaire à cadre TH, et la voie trapézoïdale boulonnée renforcée par cadrancré.

DESCRIPTION DE LA VOIE :

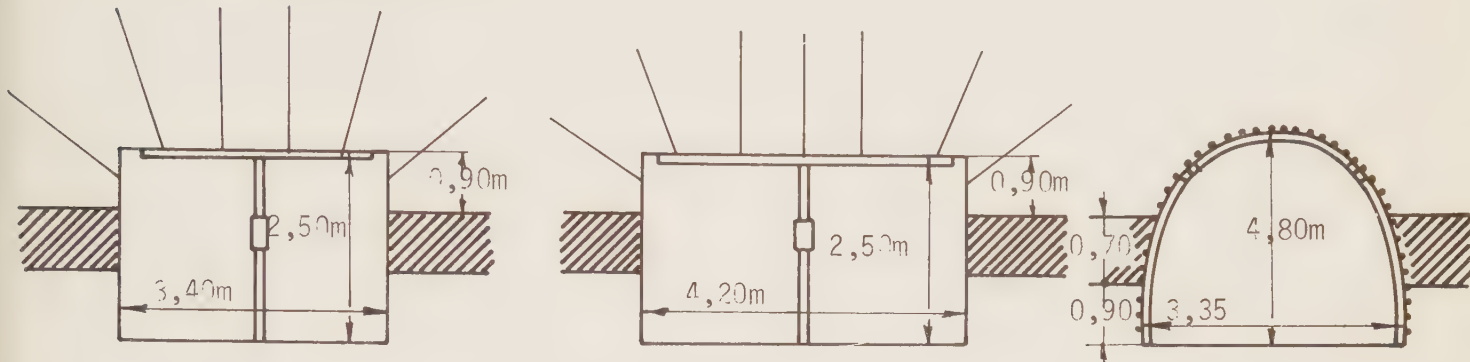
Profondeur : 900m

Pendage : 5°

Ouverture de la veine : 0,50 à 0,80m

Stratigraphie : schistes, schistes gréseux; à 1,50m sous Lazare, passée de 20cm

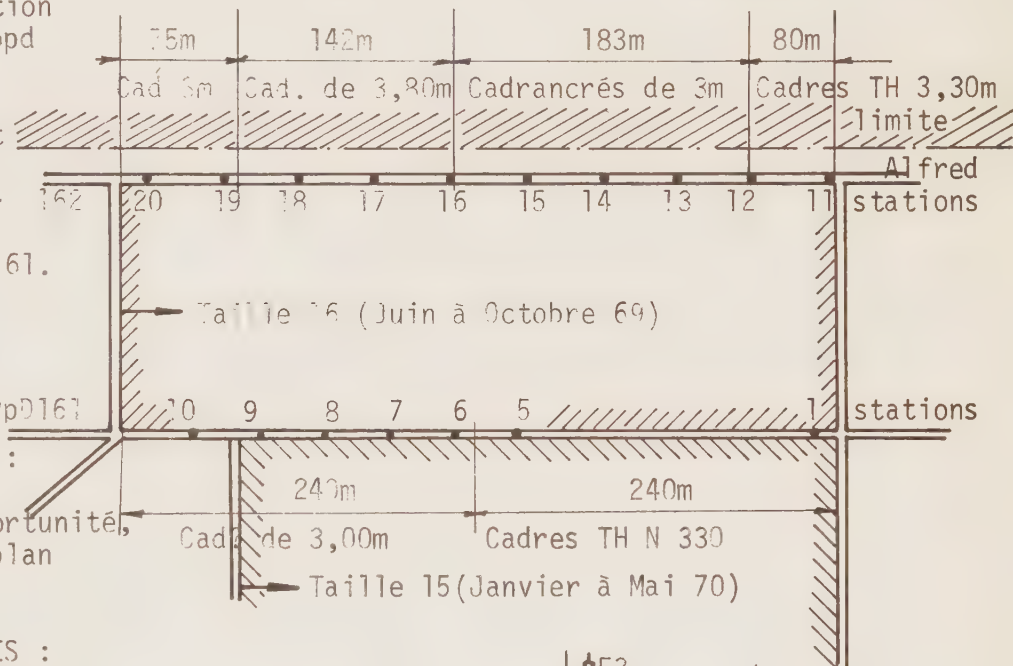
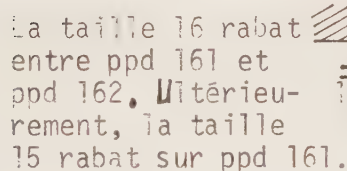
SCHEMAS DE SOUTÈNEMENT :



SITUATION : Les 2 voies sont sous veine Alfred exploité (d de stapes = 12m). La limite d'exploitation est parallèle au ppd 162, 10m au-delà.

75m 142m 183m 80m

Café 1m Cad. de 2.80m Cad. nappés de 3m Cad. TH 2.20m



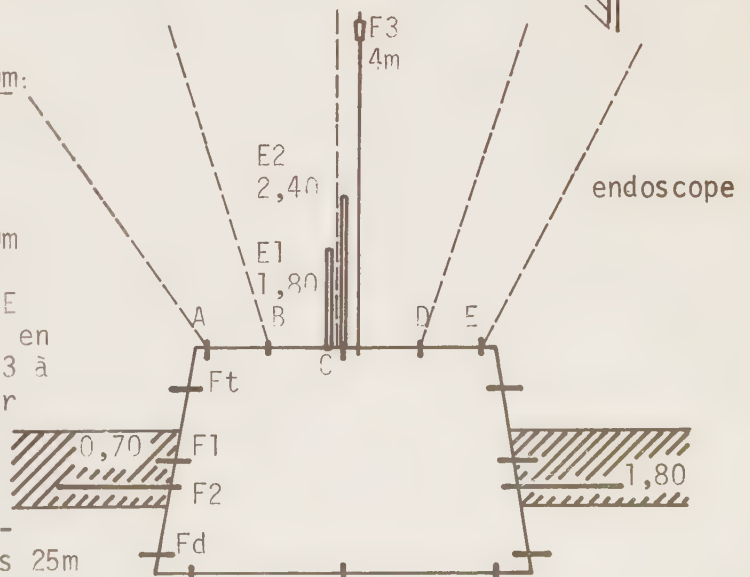
STATIONS DE MESURES :

e station complète tous les 50m:

- convergences en A, C, E
- fluages : du mur au toit,
du mur au daisne
- de la veine à 0,70m et 1,80m
- expansion du toit à 1,80m, 2,40m
(broches) et 4m (fil)
- niveau des points A, B, C, D, E
- endoscope : 5 trous divergents en
A, B, C, D, E, de 3 à
4,50m de profondeur

En zone TH : la mesure ne porte que sur les points A, C, E

En zone bouillonnée : on intercale les stations de contrôle de l'expansion à 2,40m-- mesure tous les 25m



RESULTATS

=====

Le facteur terrain se manifeste également dans les 2 voies par un assez fort gradient sur les convergences au passage taille. Les mouvements sont plus importants dans le ppd 161, particulièrement les fluages.

Les expansions au creusement, en général quasi nulles, approchent les 50 mm à la station 12 (cadres TH) et à la station 58 (proches de la station 8 qui subira un début d'éboulement). Après le passage, malgré le blocage de nombreux dispositifs, il faut retenir l'importance de l'expansion entre 2,40 m et 4 m.

Les fluages révèlent des mouvements importants du mur au daisne et font apparaître la possibilité d'une intervention efficace par boulonnage et troussage des mézières.

Comparaison TH - cadrancré

Malgré quelques valeurs particulièrement fortes de la convergence et de l'expansion aux stations 5 et 12, il n'est pas possible d'établir une comparaison statistique (absence de répétition, de paramètres communs, facteur terrain). L'élément le plus significatif est le nombre de fissures au toit beaucoup plus important en TH (endoscope).

Action du soutènement de renfort

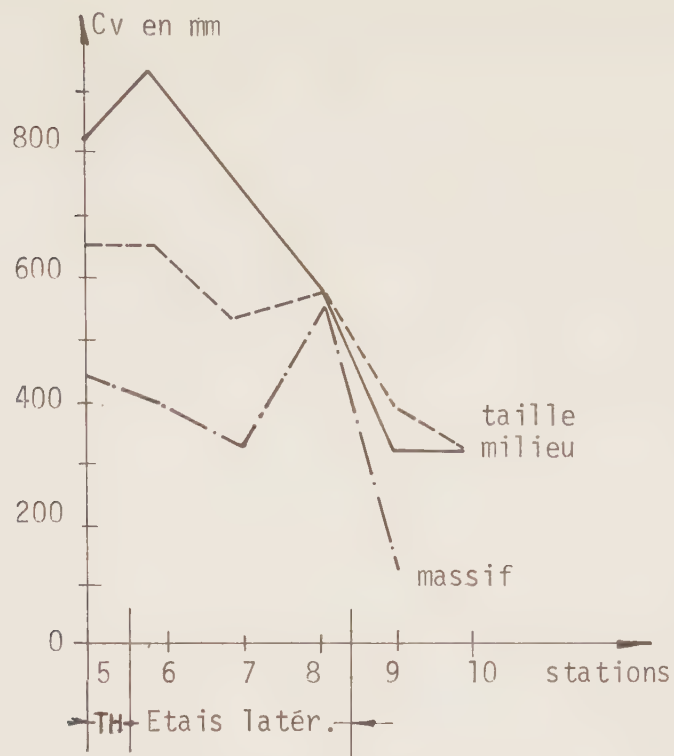
La poutre de ripage au pied de taille (161) retarde les convergences côté taille au passage, mais peut favoriser une rupture du toit au milieu.

An après passage, le boisage d'un étai médian plutôt que 2 étais latéraux préserve la cohésion de la poutre boulonnée en en réduisant fortement la flèche, et diminue la convergence au milieu.

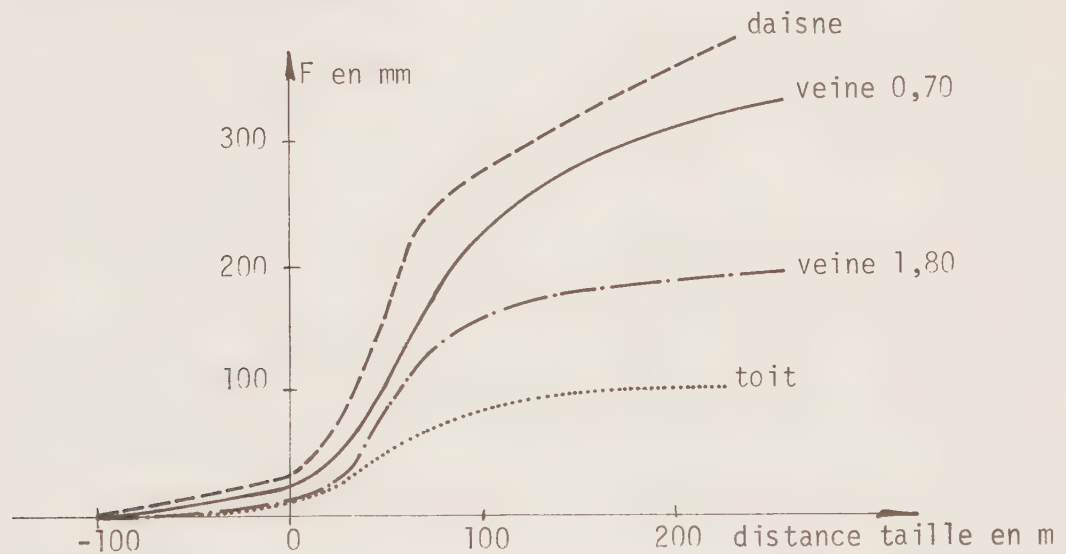
Autres résultats :

- l'étude détaillée des déformations de la voie, en vue d'améliorer la connaissance des toits boulonnés.
- la mise au point de l'observation à l'endoscope qui s'est révélé apte à suivre la progression de la fissuration dans les terrains.

— CONVERGENCES AU PASSAGE TAILLE (-100 à +200m): — LAZARE 161 —

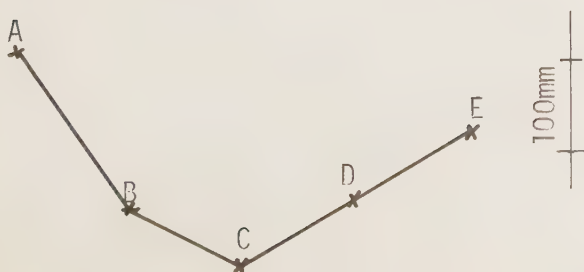


— COURBE MOYENNE DES FLUAGES:



— DEFORMEES DU TOIT (200m DERRIERE LE FRONT DE TAILLE):

Etais latéraux



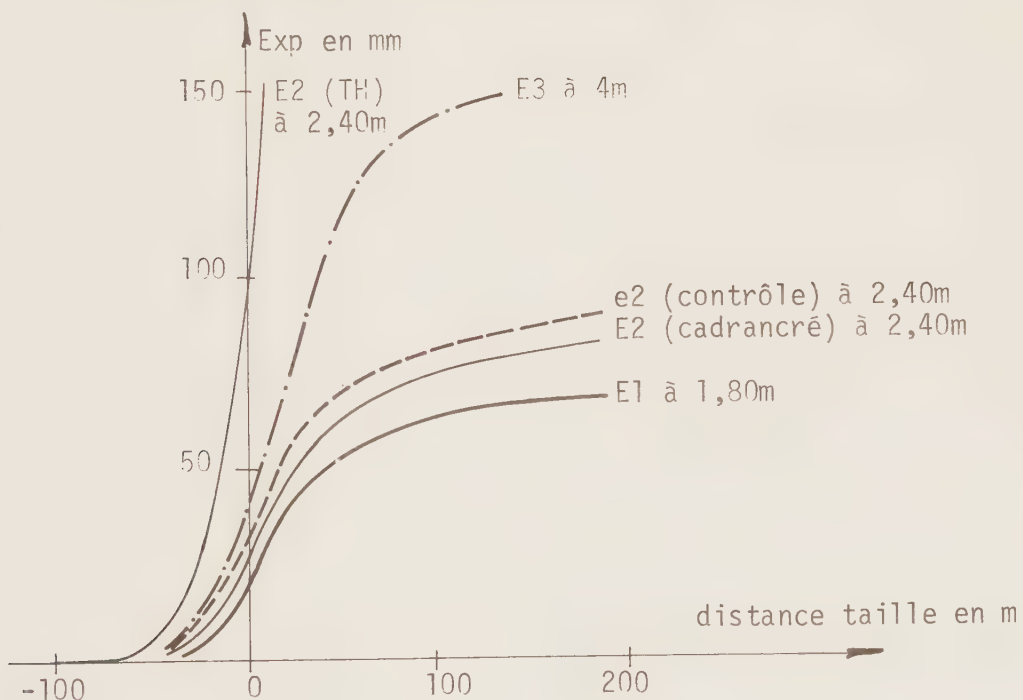
Etais médians



- CONVERGENCES AU PASSAGE TAILLE (-100 à +200m) : - LAZARE 162 -



- COURBE MOYENNE DE L'EXPANSION AU PASSAGE TAILLE :



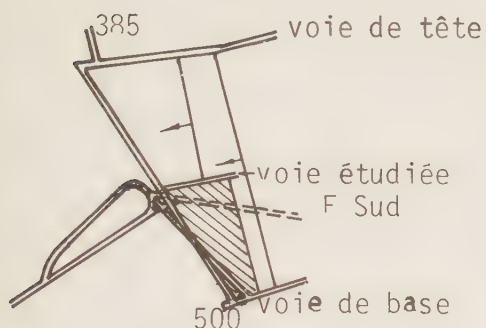
- DEFORMEES DE TOIT (200m DERRIERE LE FRONT DE TAILLE) :



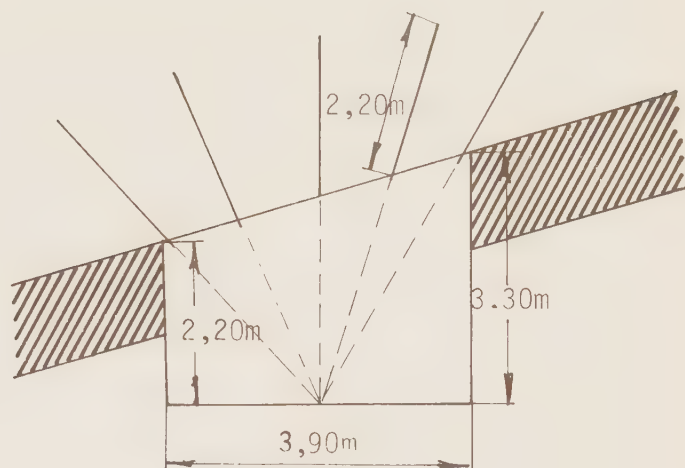
OBJECTIF :

Comparaison entre boulons nervurés et lisses nervurés

DESCRIPTION DE LA VOIE :



PLAN DE SITUATION



PLAN DE BOULONNAGE

Ouverture de la taille : 1,40m

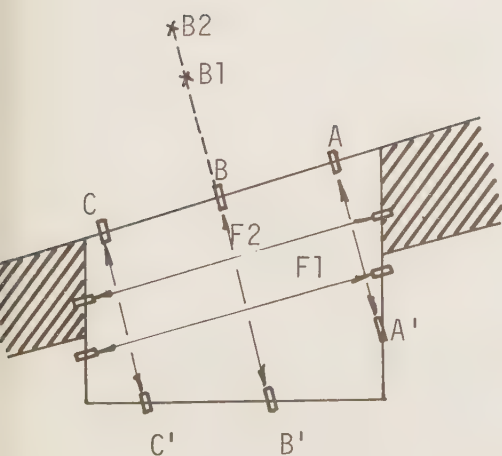
Pendage : 20°

Arrière taille : foudroyée

Stratigraphie : schiste sur 5m

PLAN D'EXPERIENCE :

Zone 1	Zone 2	Zone 3
Nervurés	Lisses nervurés	Nervurés
28m	24m	28m



STATION DE MESURE

- Nombre de stations par zone : 3

- Remarque : il existe dans chaque zone une station dite complète c'est à dire comprenant :

- les convergences des parements
- les expansions A_1, A_2, C_1, C_2
- cinq broches pour la déformée du toit

RESULTATS :

Creusement : pas de différence significative

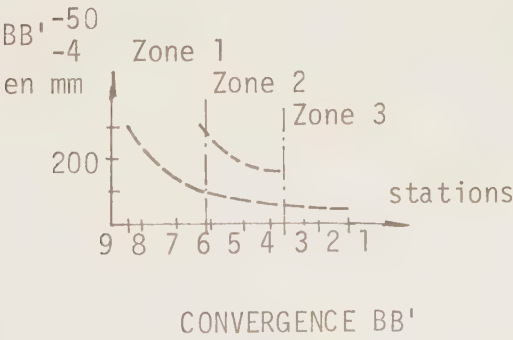
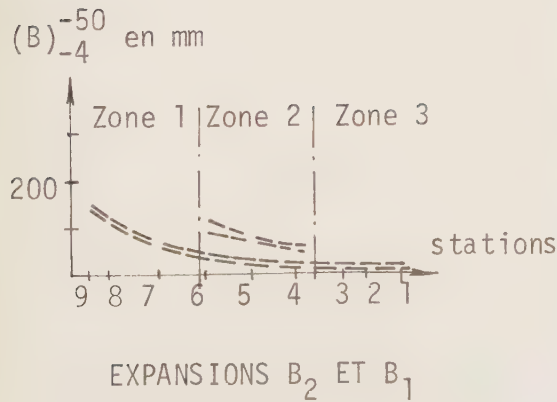
Mesures	Moyenne par zone	Zone 1	Zone 2	Zone 3
		nervuré	lisse nervuré	nervuré
Expansion	B ₁	4mm	4	9
E ₁ 8è jour	B ₂	5,6	12,6	10,3
Convergence	AA'	7mm	6,6	pas de mesure
C ₂ 8è jour	BB'	9	14	
	CC'	7,3	8,6	

Passage taille : différence significative pour - les expansions
- les convergences BB' CC'
pas de différence significative pour la convergence AA'
gradient terrain important dû au passage de double
unité en simple unité

* paramètre choisi : -50, -4

	Zone 1	Zone 2	Zone 3
AA'	42mm	100	120
F ₁	52	115	320
F ₂	70	112	290

Zone 1 : boulons nervurés
Zone 2 : boulons lisses nervurés
Zone 3 : boulons nervurés



OBJECTIF :

Etude du serrage - Schéma de boulonnage
Schéma de boulonnage

DESCRIPTION DE LA VOIE :

Voie de base d'une taille rabattante

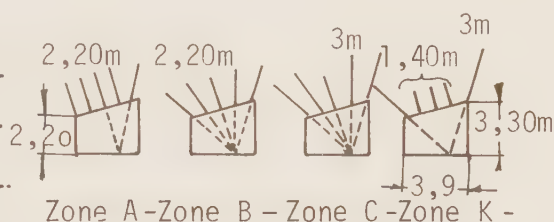
Ouverture : 1,40m - Pendage : 20°

Arrière taille : foudroyée - Stratigraphie : schiste sur 5m

PLAN D'EXPERIENCE :

A		B		C		K		A	
A ₁	A ₂	B ₁	B ₂	C ₁	C ₂	K ₁	K ₂	A ₁	A ₂
S	Ø	Ø	S	S	Ø	Ø	S	S	Ø

S : plaque serrée (30 mKg)
Ø : plaque non serrée (5 mKg)



Zone A : schéma normal
boulon de 2,20m

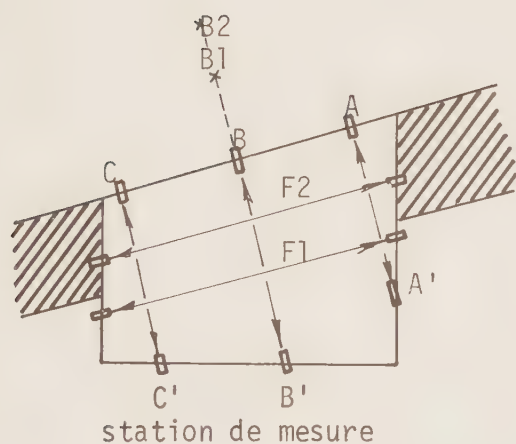
Zone B : schéma divergent
boulon de 2,20m

Zone C : schéma divergent
boulon de 2,20m

Zone K : schéma normal
boulon de 1,40m

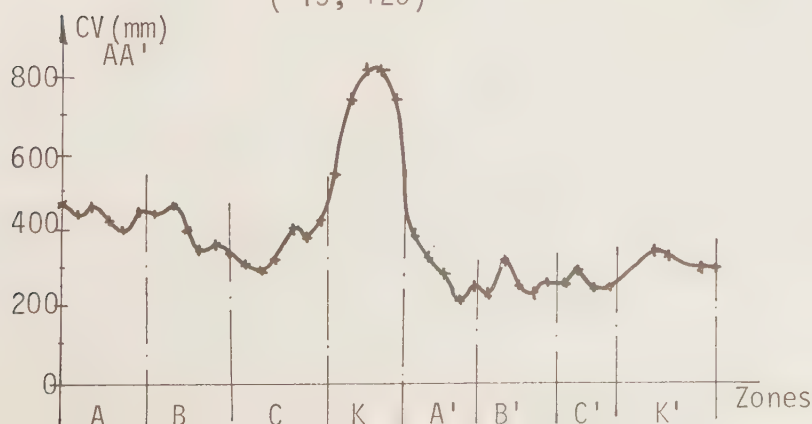
- Nombre de stations par zone : 3

- Remarque : il existe dans chaque zone une station dite complète c'est à dire comprenant :
- les expansions A₁, A₂, C₁, C₂
- les convergences des parements
- cinq broches pour la déformée du toit.

RESULTATS :

Creusement : expansions et convergences très faibles pas de pas de différence entre les zones

Passage taille : on a observé un gradient Terrain très important (ex : évolution des convergences AA') sur le paramètre (-15, +20)



Dépouillement par analyse de la variance : deux analyses ont été nécessaires puisque le plan d'expérience n'était pas complet.

Un premier dépouillement a montré qu'il n'y avait pas de différence entre les zones où les plaques des boulons sont serrées et celles où elles ne le sont pas.

ETUDE DU SCHEMA :

a - sur convergence AA'

Facteur	Rapport des variances F	F théorique
schéma	3,79	4,75 à 5 % et
terrain	30,50	
schéma-terrain	0,57	18,64 à 1 %
résiduel		

b - sur convergences BB'

Facteur	Rapport des variances F	F théorique
schéma	6,49	4,49 à 5 % et
terrain	19,48	
schéma-terrain	1,29	16,12 à 1 %
résiduel		

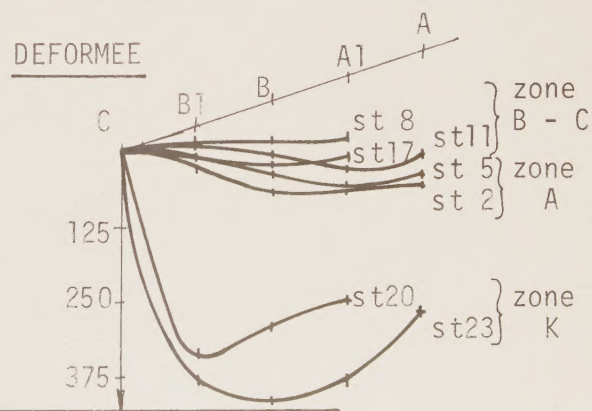
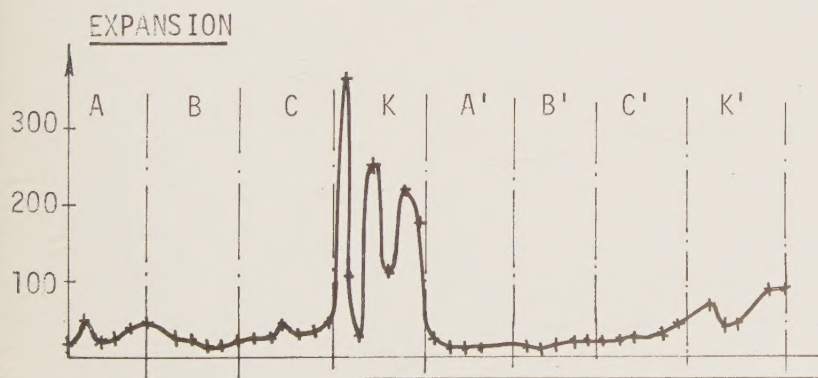
ETUDE DE LA LONGUEUR :

a - sur convergence AA'

Facteur	Rapport des variances F	F théorique
longueur	21,23	à 1 % : 10,39 pour long et terrain long 15 pour terrain
terrain	54,97	
long.terrain	13,97	
résiduel		

b - sur convergence BB'

Facteur	Rapport des variances F	F théorique
longueur	77,84	à 1 % :) 14 pour terrain
terrain	57,23	
long.terrain	31,71	9,3 pour ter.-long.
résiduel		



CONCLUSION

	longueur	schéma
convergence	3m $\neq$ 2,2m 1,4m	div. parallèle
déformée	3m = 2,2m 1,4m	div. $\neq$ parallèle
expansion	2,2m $\neq$ 3m 1,4m	div. $\neq$ parallèle
meilleur	-	$\neq$ légèrement meilleur

